



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

GLORY CLEOPATRA SILOOY
NRP. 031 1 15 4 0000 102

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., P.hd

Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

GLORY CLEOPATRA SILOOY
NRP. 031 1 15 4 0000 102

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., P.hd

Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT (RC18-4803)

MODIFIED DESIGN OF BUILDING STRUCTURES USING MODULAR FLOOR SYSTEM

GLORY CLEOPATRA SILOOY
NRP. 031 1 15 4 0000 102

Academic Supervisor I
Ir. Faimun, M.Sc., P.hd

Academic Supervisor II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-I Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

GLORY CLEOPATRA SILOOY

NRP. 03111540000102

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.)
2. Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.)



**SURABAYA
JANUARI, 2019**

Halaman ini sengaja dikosongkan.

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

Nama Mahasiswa : Glory Cleopatra Silooy
NRP : 03111540000102
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Pemakaian sistem modular merupakan salah satu teknologi yang layak dipertimbangkan. Sistem lantai modular baja merupakan sebuah sistem pabrikasi di mana pelat lantai dan balok dipabrikasi sekaligus dengan sistem drainase, mekanikal-elektrikal, dan *finishing* menjadi satu kesatuan modular. Keunggulan dari sistem ini yaitu *constructability*, mempunyai aspek positif terhadap penjadwalan, jumlah pekerja lapangan dan kantor proyek lebih sedikit, aspek kualitas dan produktivitas, dan pengujian.

Di China, BOARD Sustainable Building telah mengembangkan sistem lantai modular baja yang dapat menghasilkan pembangunan gedung yang sangat cepat, bahkan sebanyak 6 lantai dalam satu hari. Inovasi ini telah memenangkan *Innovation Awards 2013* yang diselenggarakan oleh *Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH)*. Sistem lantai modular baja ini telah diterapkan oleh perusahaan BROAD Sustainable Building Co., LTD (BSB) dalam membangun gedung Hotel T30 yang berhasil didirikan selama 15 hari.

Dalam perencanaan ini, yang menjadi objek perencanaan adalah Gedung 88 Avenue Surabaya dengan memodifikasi struktur utamanya yaitu beton bertulang menjadi struktur baja 21 lantai dan 1 lantai basement. dengan menggunakan sistem lantai modular. Sistem lantai modular yang direncanakan mengacu pada sistem lantai modular pada Hotel T30 di Changsa, China. Perbedaanannya yaitu pengecoran pelat lantai direncanakan dengan metode *in situ*.

Dalam kriteria desain struktur utama dan sambungan struktur baja direncanakan berdasarkan SNI 1729:2015 dan AISC 2016. Balok direncanakan dalam bentuk rangka batang menggunakan *steel hollow section* yang akan dirangkai dengan *floor deck* menjadi sebuah modular. Modular ini akan direncanakan menjadi tiga bagian untuk memudahkan dalam transportasinya. Kolom yang digunakan berupa kolom komposit dalam bentuk *concrete filled tube*. Gaya lateral akan diterima oleh dinding geser pelat baja atau *steel plate shear walls* (SPSW) setebal 20 mm. Hal ini disebabkan oleh sendi plastis yang akan sulit terjadi di balok yang merupakan elemen aksial, sehingga sendi plastis direncanakan untuk terjadi pada dinding gesernya. Tebal pelat lantai dan atap dengan menggunakan bondek adalah 12 cm, dimensi kolom CFT sebesar 600×600×25×25 Selain itu, perencanaan struktur gedung ini juga disertai perencanaan satu lantai basement dan pondasi. Dinding basement direncanakan setebal 30 cm dan pelat basement setebal 50 cm. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 80 cm dengan kedalaman 28 meter. Dimensi sloof direncanakan dengan dimensi 400/600 mm.

Kata kunci: Sistem modular, SPSW, Struktur komposit, Elemen aksial, dan Sendi plastis.

MODIFIED DESIGN OF BUILDING STRUCTURES USING MODULAR FLOOR SYSTEM

Student's Name : Glory Cleopatra Silooy
NRP : 03111540000102
Departement : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Academic Supervisors : Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstract

The application of modular system is one of the new technologies worth to be considered. Modular system is a prefabricated steel structure where the floor deck and beams are fabricated along with the drainage system, mechanical-electrical, and finishing in one modular. The benefits of this system are constructability, positive aspects towards schedule, less on and off site workers, quality and productivity aspects, and test.

In China, BOARD Sustainable Building had developed modular floor system resulting a very quick construction, reaching six floors in one day. This innovation has won the Innovation Awards 2013 held by Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH). Modular system had been applied by BROAD Sustainable Building Co., LTD (BSB) in T30 Hotel construction and it took only fifteen days to finish the construction.

The object of this modified design is 88 Avenue Surabaya. The existing structure is modified into a composite structure with steel plate shear wall (SPSW) as the lateral force resistant element using modular floor system methods. The methods of modular floor systems are referring to modular system methods of T30 Hotel in Changsa, China. The concrete deck casting is designed to be done in in situ methods.

Design criteria of the primary structure and connection is based on SNI 1729:2015 and AISC 2016. The beam is designed as a truss element using steel hollow section and to be assembled with steel floor deck into a modular. This modular is designed in three

separated parts in order to make the transportation process easier. The columns are designed using concrete filled tube (CFT) as a composite element. The lateral forces will be resisted by 20 mm SPSW in consideration of modular elements as axial members in which the plastic hinges are unlikely to be formed. Thus, the plastic hinges are to be formed in SPSW. The thickness of roof and floor decks are 12 cm. The column is to be designed using CFT 600×600×25×25. Other than that, the design of this building structure is including the basement and foundation planning. Basement wall is 30 cm in thickness and basement deck is 50 cm in thickness. The design of the foundation uses concrete spun pile with 80 cm in diameter and 28 meters in depth. The tie beam is designed to be 400 mm in width and 600 mm in depth.

Keyword: Modular system, SPSW, Composite structures, Axial member, Plastic hinges.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yesus Kristus atas segala berkat dan kasih-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular”. Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat kelulusan di Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS.

Dalam menyelesaikan tugas akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, dan dorongan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang tua (alm. Ir. Lodiwiyk Silooy dan Ir. Sherlie Like S.) dan keluarga terkasih yang selalu memberikan dukungan dan motivasi;
2. Bapak Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D dan Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi;
3. Bapak Ir. Wahyu Herijanto, MT. selaku dosen wali penulis yang terus memberi dukungan dan motivasi;
4. Bapak Bram dari Waskita Realty yang sudah membantu penulis dalam proses pengumpulan data tugas akhir ini;
5. Bapak Eddie G. atas dukungan dan motivasinya;
6. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS atas ilmu-ilmu yang telah diberikan;
7. Stella, Nabila, Jeni, Refo, Ofi, Fito, dan Billy yang sudah memotivasi, menemani, dan membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini;
8. Pelangi, yang sudah berjuang bersama dalam penyusunan tugas akhir ini.
9. Teman-teman KP penulis, yaitu Dias, Sena, dan Made atas motivasi dan dukungannya saat penulis memulai pengerjaan tugas akhir ini.
10. Teman-teman dekat penulis, Alamanda, Debby, Ruth, dan Celi.

Penulis menyadari bahwa dalam pembuatan tugas akhir ini masih terdapat kekurangan, maka kritik dan saran sangat diperlukan penulis dalam kelengkapan dan penyempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap tugas akhir ini dapat memberi manfaat bagi semua pihak.

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	i
Abstrak	iii
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Sistem Lantai Modular	5
2.2 <i>Building Frame System</i>	9
2.3 Steel Plate Shear Wall (SPSW)	9
2.4 Elemen Kolom Komposit Baja Beton	12
BAB III METODOLOGI	15
3.1 Diagram Alir Perencanaan	15
3.2 Studi Literatur	16
3.3 Perencanaan Metode Pelaksanaan	17
3.4 Preliminary Design	17
3.5 Pembebanan	19

3.5.1 Beban Mati	19
3.5.2 Beban Hidup.....	19
3.5.3 Beban Gempa	19
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder.....	29
3.7 Permodelan dan Analisa Struktur	29
3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama.....	29
3.8.1 Balok	30
3.8.2 Kolom	34
3.8.3 Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)	36
3.9 Perencanaan Sambungan	37
3.10 Perencanaan Struktur Basement dan Pondasi.....	40
3.11 Penggambaran Hasil Perencanaan.....	42
BAB IV	43
HASIL DAN PEMBAHASAN	43
4.1 Metode Pelaksanaan	43
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	50
4.3 Permodelan dan Analisa Struktur	75
4.4 Perencanaan Struktur Primer	98
4.4.1 Lantai Modular	98
4.4.2 Kolom	109
4.5 Perencanaan Sambungan	127
4.5.1 Sambungan Truss dengan Balok	127
4.5.2 Sambungan Balok Utama dengan Balok Anak	130
4.5.3 Sambungan antar bagian modular	132
4.5.4 Sambungan Balok Utama dengan Kolom	133

4.5.5 Sambungan antar Kolom	137
4.5.6 Sambungan pada SPSW	140
4.5.7 Sambungan HBE dengan VBE.....	142
4.5.8 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	144
4.6 Perencanaan Bangunan Bawah	149
4.6.1 Perencanaan Pondasi	149
4.6.2 Perencanaan Dinding Penahan Tanah pada Basement	191
KESIMPULAN	203
5.1 Kesimpulan.....	203
5.1 Saran.....	205
DAFTAR PUSTAKA	207

Halaman ini sengaja dikosongkan.

DAFTAR TABEL

BAB III

Tabel 3. 1 Besaran beban hidup untuk bangunan apartemen	19
Tabel 3. 2 Klasifikasi situs SA, SB, SC, dan SD.....	20
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs SE dan SF.....	21
Tabel 3. 4 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa.....	22
Tabel 3. 5 Faktor Keutamaan Gempa.....	22
Tabel 3. 6 Koefisien situs, F_a	24
Tabel 3. 7 Koefisien situs, F_v	25
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek	28
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik.....	28
Tabel 3. 10 Rasio Kelangsingan untuk Elemen Baja Tekan Struktur Komposit	35

BAB IV

Tabel 4. 1 Perhitungan N rata-rata	80
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Beban Gravitasi dari Beban Merata dan Beban Garis	86
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Beban Gravitasi dari Modular dan Elemen Struktur	87
Tabel 4. 4 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 1 - 22.....	88
Tabel 4. 5 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 235 - 46.....	89
Tabel 4. 6 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 47 - 66.....	90
Tabel 4. 7 Rekapitulasi Gaya Geser Dasar	92
Tabel 4. 8 Lanjutan Rekapitulasi Gaya Geser Dasar.....	93
Tabel 4. 9 Gaya geser dasar akibat gempa	93
Tabel 4. 10 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X Lantai 14 – 22.....	95
Tabel 4. 11 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X Lantai 1 – 13.....	96

Tabel 4. 12 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y Lantai 1 – 22.....	97
Tabel 4. 13 Gaya dalam elemen akibat pembesaran defleksi....	102
Tabel 4. 14 Gaya dalam akibat pembesaran defleksi dan beban hidup dan beban mati	102
Tabel 4. 15 Kontrol Elemen Bukan Pemikul Beban Gempa.....	103
Tabel 4. 16 Gaya dalam elemen akibat pembesaran defleksi....	115
Tabel 4. 17 Gaya dalam akibat pembesaran defleksi dan beban hidup dan beban mati	115
Tabel 4. 18 Kontrol kapasitas elemen bukan pemikul beban gempa	116
Tabel 4. 19 Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang D80 pada kedalaman 1 m sampai 15 m	152
Tabel 4. 20 Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang D80 pada kedalaman 16 m sampai 30 m	153
Tabel 4. 21 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P1	156
Tabel 4. 22 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P2	156
Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P3	157
Tabel 4. 24 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P1	157
Tabel 4. 25 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P2	157
Tabel 4. 26 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P3	158
Tabel 4. 27 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P1....	159
Tabel 4. 28 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P2....	159
Tabel 4. 29 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P3....	160
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P1	164
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P2	172
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P3	179

DAFTAR GAMBAR

BAB I

Gambar 1.1 Lantai Modular Gedung T30 di China	2
---	---

BAB II

Gambar 2.1 Pembangunan Gedung Hotel T30 di China	6
Gambar 2.2 Proses Pabrikasi Lantai Modular Baja.....	7
Gambar 2.3 Nomenklatur SPSW.....	11
Gambar 2.4 SPSW pada Konstruksi Praktis.....	12
Gambar 2.5 Contoh Penampang Kolom Komposit: a) steel reinforced concrete (SRC), b) Concrete Filled Steel Tube (CFST), c) square tubed SRC (STSRC), d) circular tubed SRC (CTSRC)	13

BAB III

Gambar 3.1 Lantai Modular Rencana	18
Gambar 3.2 Peta Percepatan Respon Spektral MCER Periode Pendek $T=0.2$ detik (SS) di Batuan Dasar (SB)	23
Gambar 3.3 Peta Percepatan Respon Spektral MCER Periode Panjang $T=1$ detik (S_1) di Batuan Dasar (SB)	25
Gambar 3.4 Spektrum respons desain	27

BAB IV

Gambar 4. 1 Tiga segmen modular	43
Gambar 4. 2 Truk dengan low loader semi trailer	44
Gambar 4. 3 Pemasangan Kolom	45
Gambar 4. 4 Perakitan Modular	45
Gambar 4. 5 Pemasangan Pelat Bondek.....	46
Gambar 4. 6 Pengangkatan Modular	46
Gambar 4. 7 Penempatan Modular	47

Gambar 4. 8 Permodelan Pengangkatan Modular pada SAP2000	47
Gambar 4. 9 Gaya Dalam Akibat Proses Pengangkatan Modular	48
Gambar 4. 10 Lubang untuk Memompa Beton Cair pada CFT ..	48
Gambar 4. 11 Proses Pengecoran Kolom pada Jenis Kolom CFT	49
Gambar 4. 12 Hasil Rakitan Modular dan Kolom.....	50
Gambar 4. 13 Sketsa Denah Tangga	55
Gambar 4. 14 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	55
Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	56
Gambar 4. 16 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes.....	58
Gambar 4. 17 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata	58
Gambar 4. 18 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat.....	59
Gambar 4. 19 Balok Bordes Tangga	60
Gambar 4. 20 Pembebanan Pada Balok Bordes	61
Gambar 4. 21 Pembebanan pada balok utama tangga	66
Gambar 4. 22 Bidang Momen Balok Tangga Utama	66
Gambar 4. 23 Bidang Geser Balok Tangga Utama	67
Gambar 4. 24 Bidang Normal Balok Tangga Utama	68
Gambar 4. 25 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga	69
Gambar 4. 26 Denah Tangga.....	70
Gambar 4. 27 Potongan Tangga	70
Gambar 4. 28 Spesifikasi Lift.....	71
Gambar 4. 29 Potongan lift	72
Gambar 4. 30 Pembebanan Balok Penggantung Lift	73
Gambar 4. 31 Denah Lantai Basement dan Podium.....	76
Gambar 4. 32 Denah Lantai Tower Tipikal.....	77
Gambar 4. 33 Permodelan Struktur Gedung 88 Avenue	77
Gambar 4. 34 Grafik Respons Desain Wilayah Surabaya Jenis Tanah SE	81

Gambar 4. 35 Grafik Respon Spektrum Situs E Kota Surabaya .	82
Gambar 4. 36 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X.....	83
Gambar 4. 37 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y.....	84
Gambar 4. 38 Kombinasi Pembebanan pada SAP2000	85
Gambar 4. 39 Lantai Modular	98
Gambar 4. 40 Gaya aksial balok utama tengah bagian atas	99
Gambar 4. 41 Gaya aksial balok utama tengah bagian bawah ..	100
Gambar 4. 42 Gaya aksial tarik truss pinggir.....	104
Gambar 4. 43 Gaya aksial tekan truss tarik.....	104
Gambar 4. 44 Gaya aksial tarik truss pinggir.....	106
Gambar 4. 45 Gaya aksial tekan truss tarik.....	107
Gambar 4. 46 Penampang Kolom	109
Gambar 4. 47 Diagram Interaksi Kolom CFT 600×600×25×25	114
Gambar 4. 48 SPSW dengan elemen HBE dan VBE.....	116
Gambar 4. 49 Sambungan Truss Pinggir dengan Balok.....	127
Gambar 4. 50 Sambungan Truss Tengah dengan Balok	129
Gambar 4. 51 Sambungan Balok Utama dengan Balok Anak ..	130
Gambar 4. 52 Sambungan Antar Bagian Modular	132
Gambar 4. 53 Sambungan Balok Utama dengan Kolom.....	133
Gambar 4. 54 Sambungan Antar Kolom	137
Gambar 4. 55 Sambungan pada SPSW	140
Gambar 4. 56 Sambungan Las SPSW pada Kolom	141
Gambar 4. 57 Sambungan HBE dan VBE.....	142
Gambar 4. 58 Sambungan Las Tumpul Miring pada HBE	144
Gambar 4. 59 Sambungan Kolom ke Base Plate.....	145
Gambar 4. 60 Dimensi Base Plate.....	146
Gambar 4. 61 Denah Pondasi.....	149
Gambar 4. 62 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman	154
Gambar 4. 63 Dimensi Pondasi P1.....	161
Gambar 4. 64 Momen pada Poer Pondasi P1 Arah Y	165
Gambar 4. 65 Momen pada Poer Pondasi P1 arah X	167
Gambar 4. 66 Detail Penulangan Pondasi P1	168
Gambar 4. 67 Dimensi Peoer Pondasi P2.....	169

Gambar 4. 68 Area Kritis Geser Pondasi P2 Akibat 1 Tiang Pancang	171
Gambar 4. 69 Momen pada Poer Pondasi P3.....	173
Gambar 4. 70 Detail Penulangan Pondasi P2.....	175
Gambar 4. 71 Detail Poer Pondasi P1	176
Gambar 4. 72 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	178
Gambar 4. 73 Momen pada Poer Pondasi P3.....	180
Gambar 4. 74 Detail Penulangan Pondasi P3.....	181
Gambar 4. 75 Diagram Interaksi Sloof	183
Gambar 4. 76 Hasil Penulangan Sloof Menggunakan PCA Column	183
Gambar 4. 77 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P1.....	186
Gambar 4. 78 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P1	186
Gambar 4. 79 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P2.....	187
Gambar 4. 80 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P2	188
Gambar 4. 81 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P3.....	189
Gambar 4. 82 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P3	189
Gambar 4. 83 Dimensi Dinding Penahan Tanah	191
Gambar 4. 84 Permodelan Dinding Basement pada ETABS 2016	193
Gambar 4. 85 Hasil Permodelan Dinding Basement pada ETABS 2016.....	194

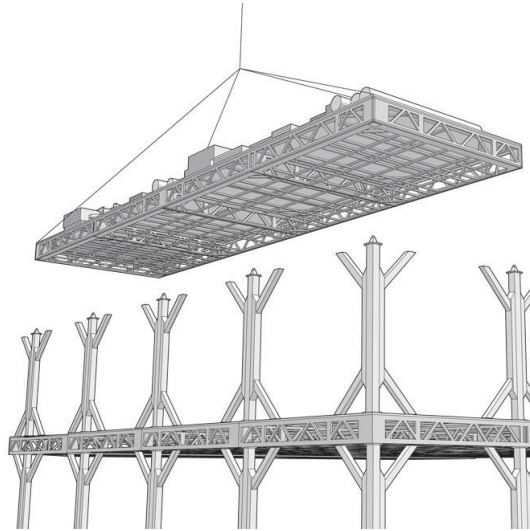
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring berjalannya waktu, perkembangan teknologi pembangunan gedung bertingkat mengalami kemajuan pesat. Perkembangan pembangunan ini menuntut adanya perkembangan metode pelaksanaan yang cepat, kontrol kualitas tinggi, dan pengendalian mutu yang baik sehingga biaya konstruksi akan lebih efektif. Untuk memenuhi tuntutan tersebut maka dikembangkan pembangunan gedung bertingkat dengan menggunakan sistem lantai modular yang pengembangannya mengarah pada industrialisasi di mana produk yang dihasilkan dicapai dengan produksi massal dan sifatnya adalah pengulangan (Erviyanto, 2008).

Sistem lantai modular baja merupakan sebuah sistem pabrikasi di mana pelat lantai dan balok dipabrikasi sekaligus dengan sistem drainase, mekanikal-elektrikal, dan *finishing* menjadi satu kesatuan modular. Keunggulan dari sistem ini yaitu *constructability*, mempunyai aspek positif terhadap penjadwalan, jumlah pekerja lapangan dan kantor proyek lebih sedikit, aspek kualitas dan produktivitas, dan pengujian (Hesler, 1990). Konstruksi prefabrikasi modular mewakili jenis spesifik prefabrikasi yang pelaksanaannya berupa komponen bangunan yang dirakit di luar situs konstruksi (Azari, 2013). Dalam perancangan ini prefabrikasi modular diterapkan dalam sistem lantai modular baja. Dalam sistem ini, pelat lantai dan langit-langit dipabrikasi sekaligus dengan ventilasi, instalasi air bersih, drainase, mekanikal-elektrikal, dan finishing. Pelat lantai terbuat dari beton, dengan dek lantai yang disambungkan dengan balok baja yang membentuk sebuah modular "*board*". Kolom-kolom akan menyokong modular *board* dengan pengaku diagonal yang dipasang di antara balok dan kolom. Komponen konstruksi yang berat akan dihubungkan dengan baut mutu tinggi di situs konstruksi (Purdue ECT Team, 2015).



Gambar 1.1 Lantai Modular Gedung T30 di China

Sumber: BROAD Sustainable Building (2015)

Perencanaan ini mengacu pada lantai modular yang telah diterapkan oleh BROAD Sustainable Building Co., LTD (BSB) pada Hotel T30 dengan bentuk modular seperti pada Gambar 2.1.

Pada sistem lantai pabrikasi integral ini dipilih material baja, dikarenakan baja memiliki kekuatan tinggi (Setiawan, 2008). Baja dibuat dalam kondisi pengawasan mutu yang sangat ketat sehingga dapat digunakan untuk desain struktur dengan faktor-faktor keamanan yang rendah. Perpaduan antara faktor tersebut dengan kekuatan tinggi akan menghasilkan elemen-elemen yang ringan dan penampilan yang ramping (Macdonald, 2001). Hal ini sangat menguntungkan karena akan mempermudah metode pelaksanaan konstruksi bangunan bertingkat.

Struktur bangunan bertingkat rawan terhadap gaya lateral, terutama akibat gaya yang ditimbulkan oleh gempa. Perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi telah memunculkan salah satu solusi untuk meningkatkan kinerja struktur bangunan tinggi yaitu dengan pemasangan dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*). SPSW merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya dan terpasang di sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003).

Objek studi dalam perencanaan ini adalah gedung 88 Avenue Surabaya. Gedung yang sebelumnya dibangun menggunakan struktur beton bertulang akan direncanakan ulang menggunakan sistem lantai modular baja dilengkapi dengan sistem penahan gempa SPSW. Perencanaan ini dilakukan agar gedung bertingkat tersebut dapat dibangun dengan metode yang lebih cepat, mutu terjamin, dan tahan terhadap gaya gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang tersebut dapat dirumuskan masalah utama yaitu bagaimana merencanakan modifikasi struktur gedung menggunakan sistem lantai modular yang mampu menahan beban lateral dan beban gravitasi. Masalah utama tersebut dapat diperinci lebih lanjut menjadi beberapa rumusan masalah berikut.

1. Bagaimana merencanakan elemen struktur gedung sesuai dengan metode pelaksanaan dengan sistem lantai modular?
2. Bagaimana merencanakan struktur SPSW?
3. Bagaimana merencanakan sambungan penghubung antar modular dan antar elemen struktur pada sistem lantai modular?
4. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, tangga, dan balok *lift*?
5. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi *basement* dan pondasi tiang pancang?

1.3 Tujuan

Tujuan dari perencanaan gedung ini adalah:

1. Merencanakan elemen struktur gedung sesuai dengan metode pelaksanaan dengan sistem lantai modular.
2. Merencanakan struktur SPSW.
3. Merencanakan sambungan penghubung antar modular dan antar elemen struktur pada sistem lantai modular.
4. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi lantai modular, tangga, dan balok *lift*?
5. Merencanakan struktur bawah yang meliputi *basement* dan pondasi tiang pancang.

1.4 Batasan Masalah

Dalam perencanaan ini dibatasi oleh poin-poin berikut.

1. Tidak mempertimbangkan aspek estetika.
2. Tidak mengkaji sistem utilitas dan *finishing* dari lantai modular. Hanya memberikan ruang pada lantai modular yang dibutuhkan untuk sistem tersebut.
3. Tidak dilakukan analisa biaya dan waktu.

1.5 Manfaat

1. Menghasilkan perencanaan ulang Gedung Apartemen 88 Avenue Surabaya dengan sistem lantai modular.
2. Agar dapat menjadi acuan studi untuk para pembaca tentang sistem lantai modular.
3. Menambah pengetahuan penulis dan pembaca tentang sistem lantai modular.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Sistem Lantai Modular

Sejak revolusi industri, perencana dan pelaksana konstruksi telah mempelajari konsep, arti, dan metode prefabrikasi. Jenis konstruksi ini adalah pemasangan komponen bangunan di pabrik kemudian ditransportasikan ke situs konstruksi untuk dirakit. Konstruksi prefabrikasi modular mewakili jenis spesifik prefabrikasi yang pelaksanaannya berupa komponen bangunan yang dirakit di luar situs konstruksi (Azari, 2013). Dalam perancangan ini prefabrikasi modular diterapkan dalam sistem modular. Dalam sistem ini, pelat lantai dan langit-langit dipabrikasi sekaligus dengan ventilasi, instalasi air bersih, drainase, mekanikal-elektrikal, dan finishing. Pelat lantai terbuat dari beton, dengan dek lantai yang disambungkan dengan balok baja yang membentuk sebuah modular “*board*”. Kolom-kolom akan menyokong modular *board* dengan pengaku diagonal yang dipasang di antara balok dan kolom. Komponen konstruksi yang berat akan dihubungkan dengan baut mutu tinggi di situs konstruksi (Purdue ECT Team, 2015). Sistem lantai modular ini telah diterapkan oleh perusahaan BROAD Sustainable Building Co., LTD (BSB) dalam membangun gedung Hotel T30 yang berhasil didirikan selama 15 hari seperti pada Gambar 2.1.

Keistimewaan dari gedung Hotel T30 yang dibangun dengan sistem lantai modular ini jika dibandingkan dengan bangunan baja konvensional yaitu ketahanan terhadap gempa sebesar 9 skala Richter, konsumsi material baja berkurang sebesar 30% dan konsumsi material beton berkurang sebesar antara 80% sampai 90%, energi yang digunakan 5 kali lebih efektif, bebas dari sindrom *sick building*, biaya pembangunan berkurang sebesar 10% sampai 30%, udara segar tersaring 100% tanpa kontaminasi silang,

monitor kualitas udara dan konsumsi energi lebih tinggi daripada sebagian besar *smart building* terdepan, kecepatan proses konstruksi yang sangat tinggi tanpa kecelakaan kerja selama prosesnya, kualitas konstruksi yang sempurna tanpa resiko api, resapan air, dan debu (tidak ada proses pengelasan, beton, amplas), dan besarnya limbah konstruksi kurang dari 1% limbah bangunan konvensional (Purdue ECT Team, 2015).



Gambar 2.1 Pembangunan Gedung Hotel T30 di China

Sumber: Purdue ECT Team (2015)

Di lapangan, pekerja hanya perlu mendirikan lantai modular, mengencangkan baut, dan mengerjakan pengecatan. Tidak adanya penggergajian, pengelasan, serta gangguan suara dan lalu lintas yang akan berdampak lingkungan sekitar. Hal ini dikarenakan komponen konstruksi yang dibuat di pabrik seperti Gambar 2.2 sehingga komponen-komponen tersebut dapat dirakit dan dibongkar dengan mudah dan juga dilakukan pemeliharaan dengan mudah, tetapi tetap menjamin kekuatan strukturalnya (BSB,2013). Metode konstruksi prefabrikasi yang diterapkan oleh BROAD Sustainable Building Co., LTD ini memenangkan penghargaan *“Innovation Award Winner in the 2013 Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) Awards Program”*.



Gambar 2.2 Proses Pabrikasi Lantai Modular Baja

Sumber: BROAD Sustainable Building (2015)

Desain dan konstruksi bangunan modular membutuhkan kolaborasi tinggi antara semua pihak yang terlibat, khususnya arsitek, insinyur struktur, dan pabrikan dalam proses perencanaan untuk menghadapi pembatas-pembatas besar yang berkaitan dengan transportasi modular, logistik instalasi, izin, dan jadwal inspeksi. Lebih spesifiknya yaitu berat dan ukuran modular serta

kapasitas struktural dari produk akhir harus dipertimbangkan lebih teliti dalam perencanaan bangunan modular (Azari, 2013).

Pengujian kinerja telah dilakukan dan diverifikasi melalui analisis elemen hingga. Dalam studi parameter telah ditemukan bahwa ketebalan pelat baja serta ketebalan, kedalaman, dan jarak antar *channel* memiliki efek yang berbeda terhadap kinerja sistem lantai pabrikasi integral baja. Secara keseluruhan, sistem lantai modular menunjukkan kapasitas kekuatan yang memadai untuk menerima beban hidup lebih dari 2,4 kPa (50 psf) yang direkomendasikan untuk fungsi perkantoran menurut International Building Code (IBC). Kapasitas kekuatan yang lebih tinggi dicapai dengan pemilihan yang tepat terhadap parameter yang mengontrol kekakuan dan respons beban dalam sistem (Sutley, 2017).

Menurut Bi, Hao, Chen, dan Lacey (2017), sambungan adalah kunci dari kinerja bangunan modular. Desain dan pabrikasi dari sistem sambungan yang andal adalah sebuah tantangan. Penelitian lebih jauh dibutuhkan untuk menentukan kinerja sistem sambungan yang sudah ada dan membatasi potensi *overdesign* karena pemahaman yang terbatas. Sedangkan menurut penelitian Yu, Liu, dan Chen (2017), distribusi regangan yang diperoleh dari pengukuran dan simulasi elemen hingga menunjukkan bahwa semua unit balok dan sambungan memiliki sifat bengkok yang mandiri dan individual, dengan kata lain tidak bekerja bersama-sama sebagai balok besar komposit atau satu kesatuan sambungan. Selain itu, juga ditemukan bahwa sambungan ujung balok langit-langit merupakan bagian yang paling kritis.

Teknologi konstruksi modular sudah mulai banyak digunakan di berbagai belahan dunia. Konstruksi modular sudah melampaui batas konstruksi bangunan tingkat rendah dan sudah secara besar-besaran diperkenalkan kepada konstruksi bangunan bertingkat tinggi. Konstruksi modular menggunakan teknologi yang hemat energi, sumber material, produksi ramah lingkungan dan peralatan teknik terbaru sudah berkembang. Hal-hal tersebut mendukung

modernisasi sistem modular dan memperkenalkan konstruksi modular dalam skala besar. Perlu diketahui bahwa penggunaan sistem modular membuat biaya konstruksi, termasuk konstruksi bangunan bertingkat, menjadi lebih murah (Kuznetsova, Generalov, dan Generalova, 2016).

2.2 Building Frame System

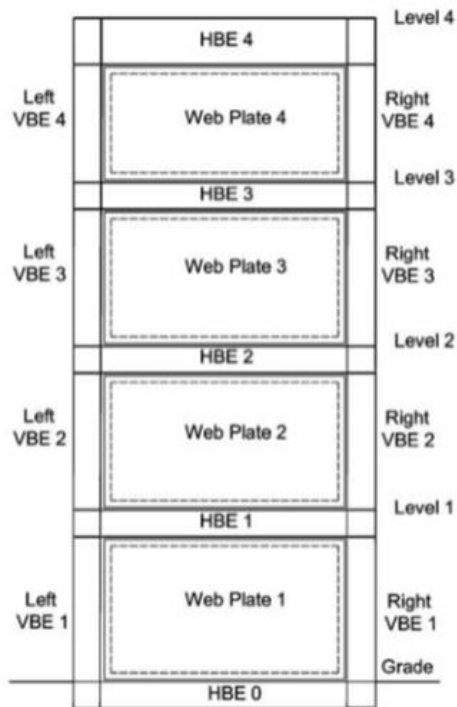
Building frame system adalah sistem struktural dengan kerangka ruang yang utuh dalam menerima beban vertikal. Pertahanan terhadap gaya lateral dapat berupa dinding geser atau kerangka bresing (New York City Building Code, 2008). *Building frame system* menggunakan dinding geser yang relatif kaku atau elemen rangka bresing untuk menahan beban gempa lateral. Perbedaan utama antara *building frame system* dengan *bearing wall system* dilihat dari cara sistem penahan gaya seismik berinteraksi dengan sistem penahan beban gravitasi pada suatu gedung (STRUCTURE magazine, 2009).

2.3 Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Secara umum Steel Plate Shear Wall (SPSW) terdiri dari panel baja *infill* yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *vertical boundary elements* (VBEs) di setiap sisinya, dan balok yang disebut *horizontal boundary elements* (HBEs) di atas dan bawahnya. Ketika diberi beban lateral, pelat web menimbulkan desakan aksial dan lentur yang tinggi karena perkembangan *inclined tensioned field*. *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) telah terbukti sebagai sistem penahan gaya gempa yang andal karena kapasitas disipasi energinya yang besar, karakteristik *hysteresis* yang stabil, dan kekakuan lateral yang tinggi (Clayton dan Ozelik, 2017).

Menurut Harshalata R. dan Ashish B. (2014), Steel Plate Shear Wall (SPSW) memiliki efek yang besar terhadap perilaku struktur yang diberi beban gempa, dengan kata lain, SPSW meningkatkan kekakuan struktur, sehingga dapat mengurangi defleksi dan bending moments pada kolom.

Jika dibandingkan dengan dinding geser beton, SPSW memiliki beberapa kelebihan. SPSW memiliki ketebalan dinding struktur yang jauh lebih kecil. Sebuah studi yang dilaksanakan di proyek The Century mengindikasikan bahwa ketebalan rata-rata SPSW sebesar 18'' dibanding dengan dinding geser beton dengan ketebalan rata-rata 28''. Penggunaan sistem SPSW juga mengurangi durasi konstruksi. SPSW dapat dengan mudah didirikan dan tidak memerlukan waktu untuk *curing* (Hooper dan Seilie, 2005).



Gambar 2.3 Nomenklatur SPSW

Sumber: Lowes, Laura dan Jeffrey W. Berman. (2010)

Pelat *infill* pada SPSW dapat dilas atau disambung dengan baut ke kolom dan balok yang mengelilinginya seperti pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 SPSW pada Konstruksi Praktis

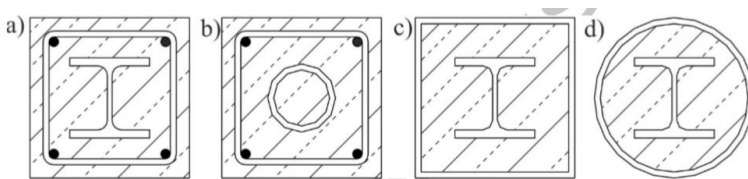
Sumber: Guo, Yanlin dan Xuqiao Zhang. (2014)

Pada proses konstruksi praktis, pelat *infill* sering didirikan dengan kolom-kolom yang bersebelahan secara bersamaan untuk mengurangi durasi pelaksanaan konstruksi. Hal ini menyebabkan SPSW juga menerima beban aksial karena tekanan dari kolom-kolom yang bersebelahan sebelum masa layannya yang juga akan mengurangi kapasitas penahan geser SPSW. Beberapa kode perencanaan nasional hanya merencanakan agar SPSW menerima gaya lateral dari angin atau gempa bumi tanpa mempertimbangkan gaya aksial yang berasal dari proses konstruksi yang tentunya tidak aman untuk SPSW dan kolom. (Guo dan Zhang, 2014).

2.4 Elemen Kolom Komposit Baja Beton

Kolom Komposit Baja Beton sudah digunakan secara luas karena kapasitasnya dalam menerima beban sangat tinggi,

keefektifan kinerja material, kekakuan dan daktilitas tinggi, dan kapasitas disipasi energi (Feng P, 2015 dan Yu T, 2016 dalam Kasza, Derlatka dan Lacki, 2017). Menggabungkan beton bertulang dengan penampang baja struktural memberikan beberapa kelebihan dibandingkan dengan kolom beton bertulang atau kolom baja konvensional. Beton memberikan ketahanan terhadap api kepada penampang baja dan menahan kolom baja dari tekuk (Piquer A, 2016 dan Lacki, 2017 dalam Kasza, Derlatka dan Lacki, 2017). Kolom komposit baja beton membutuhkan perkuatan (tulangan) longitudinal dan transversal untuk mencegah beton terhadap keretakan saat menerima beban aksial, terkena api, atau terjadi gempa bumi (Oh M-H, 2006 dalam Kasza, Derlatka dan Lacki, 2017). Inti beton yang dikekang dengan baik sangat penting bagi kolom dalam mengembangkan kapasitas rotasi sendi plastis dengan baik. Dengan kata lain, *reinforcement cage* pada komposit baja beton akan menyebabkan kesulitan dalam pembuatan sambungan balok kolom (Chen C-C, 2016 dan Zhou X, 2015 dalam Kasza, Derlatka dan Lacki, 2017). Berikut merupakan beberapa jenis penampang kolom komposit baja beton.



Gambar 2.5 Contoh Penampang Kolom Komposit: a) steel reinforced concrete (SRC), b) Concrete Filled Steel Tube (CFST), c) square tubed SRC (STSRC), d) circular tubed SRC (CTSRC)

Sumber: Karimi K, Tait MJ, El-Dakhakhni WW. (2011)

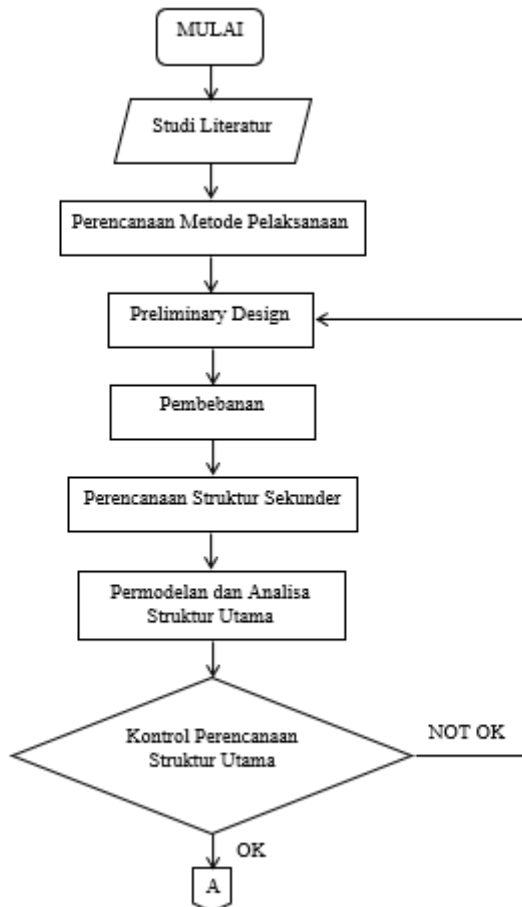
Menurut Wan, Deng, Peng, dan Xu dalam *Study on Seismic Behavior of Encased Steel Jacket-strengthened Earthquake-*

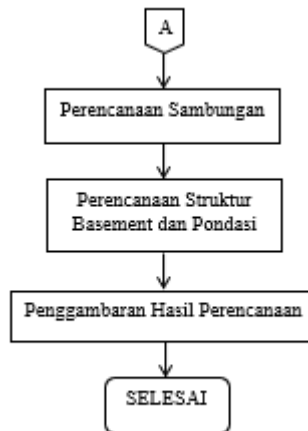
damaged Composite Steel-concrete Columns (2018), retak pada kolom komposit *steel reinforced concrete* dengan *encased steel jacket-strengthened* meningkat seiring dengan bertambahnya derajat kerusakan seismik, yang mengindikasikan bahwa sampel percobaan dengan *encased steel jacket-strengthened* menahan retak lateral pada beton di kaki kolom dan pada dasarnya tidak dapat mencegah bertambahnya retak beton. Saat steel jacket menahan retak lateral pada beton di kaki kolom, regangan akibat gaya tekan menjadi lebih kecil, dan kegagalan geser pada *cased steel jacket-strengthened steel reinforced concrete column* menjadi lebih sulit untuk dicapai. Dikarenakan efek pengekangan dari *encased steel*, beban ultimate dan *ultimate displacement* pada sampel percobaan yang diperkuat dengan *steel jacket* lebih tinggi dibanding spesimen yang tidak diperkuat dengan *steel jacket*. Hal ini merupakan peningkatan kinerja struktur terhadap gaya seismik. Hasil dari analisis elemen hingga menunjukkan bahwa peningkatan rasio perkuatan aksial dan tinggi perkuatan berpengaruh baik pada peningkatan kapasitas kolom dalam menerima beban, yang juga berpengaruh kepada *ultimate displacement* karena perilakunya yang sensitif terhadap rasio tekan aksial.

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Perencanaan

Langkah-langkah perencanaan dalam tugas akhir ini ditunjukkan dalam Gambar 3.1 berikut.





Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam perencanaan ini dititikberatkan pada buku-buku atau jurnal ilmiah mengenai materi berikut.

- Sistem lantai modular atau sistem modular prepabrikasi, meliputi elemen struktur, *finishing*, utilitas, serta metode pelaksanaan konstruksi;
- Sistem struktur baja tahan gempa, khususnya *Steel Plate Shear Wall* (SPSW);
- Struktur baja, khususnya elemen balok, kolom, pelat lantai, dan sistem bangunan gedung;
- Metode perencanaan dan analisa struktur bangunan gedung tahan gempa, elemen baja struktural, dan sambungan.

Selain literatur-literatur tersebut, dalam perencanaan ini juga mengacu pada peraturan dan standar tertentu. Peraturan dan

standar yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut.

1. SNI 1726:2012 tentang “Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung”
2. SNI 1729:2015 tentang “Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural”
3. SNI 1727:2013 tentang “Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain”
4. PPIUG 1983 (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung)
5. AISC 2016: Seismic Provisions for Structural Steel Building”

3.3 Perencanaan Metode Pelaksanaan

Metode Pelaksanaan dari sistem lantai modular yang direncanakan meliputi:

- Metode pabrikasi modular di industri
- Metode transportasi modular dari industri pabrikasi menuju lokasi proyek
- Metode pengangkatan modular menuju proses perakitan
- Metode perakitan modular
- Metode perawatan modular

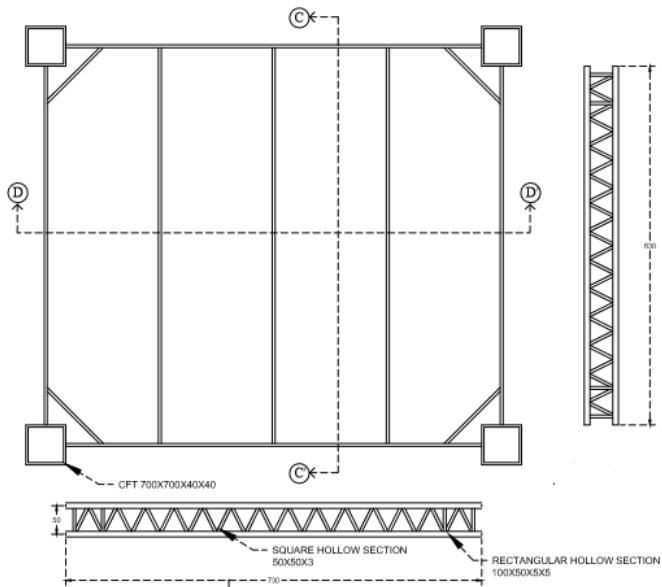
3.4 Preliminary Design

Struktur gedung yang akan direncanakan ulang adalah struktur bangunan baja tahan gempa menggunakan sistem lantai modular yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP2000. Berikut data spesifikasi struktur yang akan direncanakan.

Nama Gedung : 88 Avenue

Lokasi : Jl. Raya Darmo Permai III Blok B No.9
Sonokwijenan, Suko Manunggal, Surabaya,
Jawa Timur

Fungsi : Apartemen
 Struktur utama : Baja
 Jumlah lantai : 21 lantai dan 1 basement
 Profil kolom : CFT dengan profil HSS 600 x 600 x 25 x 25 (BJ41, $f_c' = 30$ MPa)
 Profil balok : Balok rangka batang dengan *steel hollow section* (BJ 41)



Gambar 3.1 Lantai Modular Rencana

Dalam perencanaan ulang ini lebih menitikberatkan pada pelaksanaan sistem lantai modular, sehingga gedung yang direncanakan ulang yaitu bagian apartemen dan tidak termasuk bagian SOHO.

3.5 Pembebanan

3.5.1 Beban Mati

Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Bab 2 PPIUG 1983.

3.5.2 Beban Hidup

Besaran beban hidup untuk bangunan gedung dilihat pada Tabel 4-1 SNI 1727:2013.

Tabel 3. 1 Besaran beban hidup untuk bangunan apartemen

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)
Apartemen (lihat rumah tinggal)	
Rumah tinggal	
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	
Loteng yang tidak dapat didalami tanpa Gudang	10 (0,48)
Loteng yang tidak dapat didalami dengan Gudang	20 (0,96)
Loteng yang dapat didalami dan ruang tidur	30 (1,44)
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)
Semua hunian rumah tinggal lainnya	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)

3.5.3 Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Dalam perencanaan kategori desain seismik dapat dilihat pada SNI gempa 1726:2012. Pembuatan grafik

respons spektrum dengan menggunakan SAP2000, di mana parameter yang digunakan didapat dari Desain Spektra Indonesia di puskim.pu.go.id.

a. Penentuan Jenis Tanah atau Kelas Situs

Dengan data SPT, maka persamaan yang digunakan untuk menentukan jenis tanah adalah sebagai berikut

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad 3.1$$

Keterangan:

d_i = kedalaman lapisan tanah uji

N_i = nilai SPT

$$\sum_{i=1}^n d_i = 3$$

Tabel 3. 2 Klasifikasi situs SA, SB, SC, dan SD

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs SE dan SF

	< 175	< 15	< 50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25 \text{ kPa}$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut. <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H < 7,5 \text{ m}$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$ dengan $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa}$		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

b. Penentuan Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan pada Tabel 1 pada SNI 1726:2012 – Kategori risiko bangunan gedung dan non

gedung untuk beban gempa termasuk pada jenis pemanfaatan berikut.

Tabel 3. 4 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Sehingga termasuk faktor keutamaan gempa berikut.

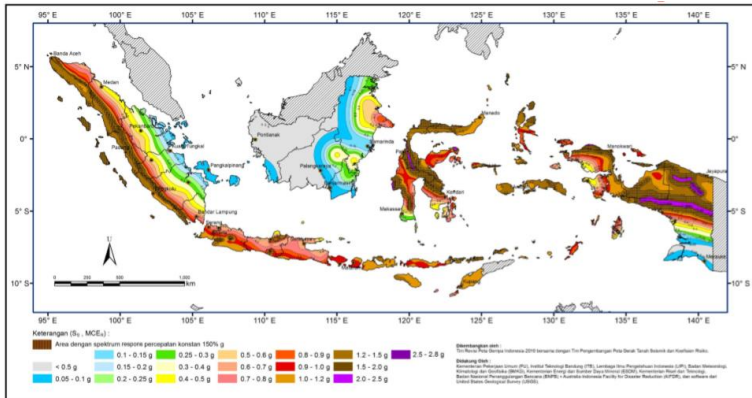
Tabel 3. 5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0

c. Penentuan Parameter Percepatan Desain Sesuai Wilayah

Dalam perencanaan ini, wilayah modifikasi yang akan ditinjau adalah wilayah Surabaya. Pada Gambar 3.1 dapat dilihat letak Kota Surabaya yang selanjutnya akan didapat nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan

untuk periode pendek $T = 0.2$ detik (SS). Parameter yang digunakan didapat dari puskim.pu.go.id sesuai dengan kelas situs yang telah ditentukan.



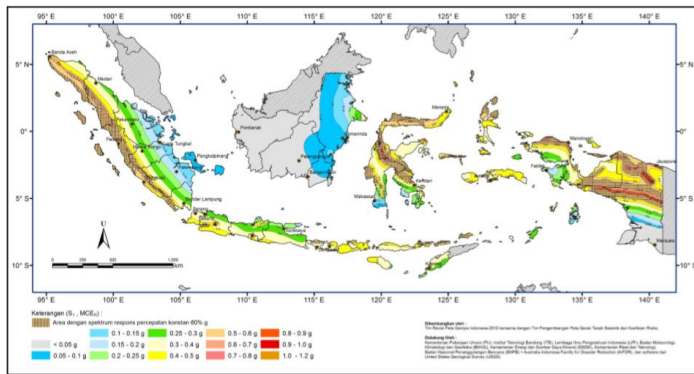
Gambar 3.2 Peta Percepatan Respon Spektral MCER Periode Pendek $T=0.2$ detik (SS) di Batuan Dasar (SB)

SS yang diperoleh selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs periode pendek (F_a).

Tabel 3. 6 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Langkah selanjutnya adalah dengan menentukan nilai parameter percepatan respons spectral MCE_R terpetakan untuk perioda pendek $T = 1$ detik (S_1) pada Gambar 3.2 yang selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs perioda (F_v) dengan memperhatikan Tabel 3.7.



Gambar 3.3 Peta Percepatan Respon Spektral MCER Periode Panjang $T=1$ detik (S_1) di Batuan Dasar (SB)

S_1 yang diperoleh selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs periode (F_v).

Tabel 3. 7 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral perecepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Tahap selanjutnya adalah melakukan perhitungan Parameter Spektrum Respons percepatan pada periode pendek (periode 1 detik (S_{M1}) dengan rumus sebagai berikut. 3.2

$$S_{MS} = F_a S_S$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad 3.3$$

Keterangan:

F_a = Koefisien situs untuk periode pendek (0.2 detik)

F_v = Koefisien situs untuk periode panjang (1 detik)

S_{MS} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

S_{M1} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} , dan periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad 3.4$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad 3.5$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5%

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5%.

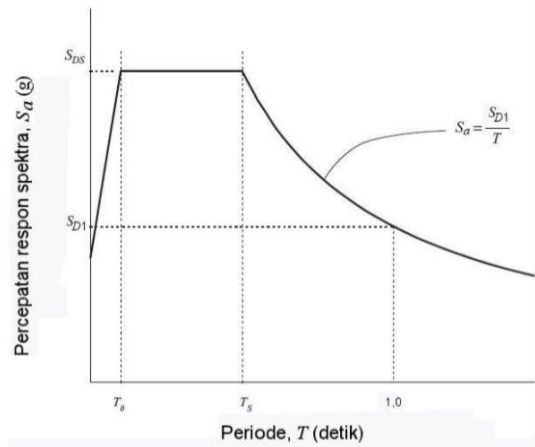
d. Spektrum Respons Desain

Untuk menggambarkan grafik respon spektrum terlebih dahulu dilakukan perhitungan untuk menentukan nilai T_0 dan T_s .

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 3.6$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 3.7$$

Hasil dari nilai-nilai tersebut dapat disajikan dalam bentuk grafik respon spektrum seperti pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.4 Spektrum respons desain

e. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan nilai S_{D1} dan nilai S_{DS} yang telah diketahui dari perhitungan dan kategori risiko yang telah ditentukan di awal, dapat diperoleh kategori desain seismik dengan tabel berikut.

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Perioda 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai dengan SNI 1727:2013 pasal 2.3.

1. $1,4D$	3.8
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$	3.9
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$	3.10
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$	3.11
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$	3.12
6. $0,9D + 1,0W$	3.13
7. $0,9D + 1,0E$	3.14

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder meliputi pelat lantai pada lantai modular, struktur tangga, dan struktur balok *lift*. Pelat lantai direncanakan menggunakan pelat bondek, sedangkan struktur tangga direncanakan dari material baja. Perencanaan balok *lift* diawali dengan menentukan *preliminary design* untuk menentukan ukuran penampang balok pemisah sangkar dengan balok penumpu. Kemudian dilakukan kontrol dengan program analisa struktur SAP2000.

3.7 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan struktur dilakukan menggunakan program analisa struktur SAP2000 dalam model 3D yang kemudian digunakan untuk merencanakan elemen struktur dan sambungan. Struktur yang dianalisa adalah struktur primer meliputi elemen lantai modular (balok tengah dan balok tepi modular) dan kolom. Balok direncanakan berupa rangka batang.

3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama

Hal analisa struktur dikontrol terhadap persyaratan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726 – 2012. Hal-hal yang dikontrol meliputi:

- Beban gravitasi
- Partisipasi massa
- Nilai akhir respons spektrum
- Waktu getar alami fundamental
- Simpangan antar lantai

3.8.1 Balok

Balok pada modular direncanakan berupa rangka batang, sehingga dalam perencanaannya momen yang terjadi pada balok diubah terlebih dahulu menjadi gaya aksial (tarik atau tekan), dengan rumus berikut.

$$T = \sigma \cdot A \quad 3.15$$

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} \quad 3.16$$

Keterangan:

s	= tegangan (Mpa)
M	= momen lentur (Nmm)
y	= jarak titik berat ke serat yang ditinjau (mm)
I	= momen inersia (mm ⁴)
T	= besarnya gaya aksial (N)
A	= luas bidang yang menerima gaya aksial (mm ²)

Menurut SNI 1729-2015 Bab D, semua komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor sebesar T_u , maka harus memenuhi:

$$P_u = \phi_t P_n \quad 3.17$$

Besarnya tahanan nominal P_n suatu batang tarik untuk tipe leleh tarik dan keruntuhan tarik sebagai berikut.

Untuk leleh tarik pada penampang bruto:

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad 3.18$$

$$\phi t = 0.9 \quad 3.19$$

Untuk keruntuhan tarik pada penampang netto: 3.20

$$P_u = F_u \cdot A_e \quad 3.21$$

$$\phi t = 0.75$$

Keterangan:

A_e = luas netto efektif (mm^2)

A_g = luas bruto dari komponen struktur (mm^2)

F_y = tegangan leleh minimum yang diisyaratkan (MPa)

F_u = kekuatan tarik minimum yang diisyaratkan (MPa)

Luas netto efektif dari komponen struktur tarik harus ditentukan sebagai berikut.

$$A_e = A_n \cdot U \quad 3.22$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}, \leq 0,9 \quad 3.23$$

Keterangan

U = faktor *shear lag*

\bar{x} = eksentrisitas sambungan (mm)

A_n = luas netto (mm^2)

Luas netto A_n dari komponen struktur adalah jumlah dari produk ketebalan dan lebar netto dari setiap elemen yang dihitung sebagai berikut.

- Dalam perhitungan luas netto untuk tarik dan geser, lubang baut harus diambil sebesar 1/16 in (2 mm) lebih besar dari dimensi nominal dari lubang
- Untuk suatu rangkaian lubang-lubang yang diperluas bersilangan dalam sembarang diagonal atau garis zig-zag, lebar netto dari bagian tersebut harus diperoleh dengan pengurangan dari lebar bruto jumlah dari diameter atau dimensi slot seperti dijelaskan dalam pasal ini, dari semua lubang-lubang dalam rangkaian tersebut, dan dijumlahkan, untuk setiap g dalam rangkaian tersebut, sebesar

$$s^2/4g. \quad 3.24$$

Keterangan

s = spasi (pitch) pusat-ke-pusat longitudinal dari setiap dua lubang berurutan (mm)

g = spasi (gage) pusat-ke-pusat transversal antara garis sarana penyambung (mm)

- Batas A_n maksimum sebesar $0,85A_g$

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris, akibat beban terfaktor, menurut SNI 1729-2015 Bab E harus memenuhi:

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad 3.25$$

Di mana $\phi = 0,9$

Kekuatan tekan nominal P_n , harus nilai terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk torsi-lentur. Apabila rasio tebal terhadap lebar dari elemen tekan b/t tidak melebihi λ_r maka penampang tersebut tidak langsing.

$$\lambda r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 3.26$$

Kekuatan tekan nominal P_n harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad 3.27$$

Tegangan kritis, F_{cr} , ditentukan sebagai berikut.

- Bila $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = [0,658 \frac{F_y}{F_e}] \quad 3.28$$

- Bila $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad 3.29$$

Keterangan:

K = faktor panjang efektif

L = panjang tanpa dibresing lateral (mm)

r = radius girasi (mm)

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (Mpa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad 3.30$$

3.8.2 Kolom

Untuk komponen struktur komposit terisi beton, luas penampang baja harus terdiri dari sedikitnya 4% dari total penampang melintang komposit.

Menurut SNI 1729:2015 Bab I, kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur komposit terisi beton simetris ganda yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas tekuk lentur sebagai berikut.

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad 3.31$$

Di mana $\phi = 0,75$

- a. Untuk penampang kompak 3.32

$$P_{no} = P_p$$

Keterangan:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad 3.33$$

$C_2 = 0,85$ untuk penampang persegi dan $0,95$ untuk penampang bundar

- b. Untuk penampang non-kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad 3.34$$

Keterangan:

λ , λ_p , dan λ_r adalah rasio kelangsingan dengan nilai seperti tabel berikut.

Tabel 3. 10 Rasio Kelangsingan untuk Elemen Baja Tekan Struktur Komposit

Deskripsi Elemen	Rasio Lebar-terhadap-Ketebalan	λ_p Kompak / Nonkompak	λ_r Nonkompak / Langsing	Maksimum yang diizinkan
Dinding dari PSB Persegi dan Boks dengan Ketebalan Sama	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
PSB Bundar	D/t	$\frac{0,15E}{F_y}$	$\frac{0,19E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$

c. Untuk penampang langsing

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad 3.35$$

Keterangan:

- Untuk penampang persegi diisi beton

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad 3.36$$

- Untuk penampang bundar diisi beton

$$F_{cr} = \frac{0,72 F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right) \frac{F_y}{E_s}\right)^{0,2}} \quad 3.37$$

Menurut SNI 1729-2015 Bab H, interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur harus dibatasi oleh persamaan sebagai berikut.

a. bila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 3.38$$

b. bila $\frac{P_r}{P_c} \leq 0,2$

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1,0 \quad 3.39$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu (N)

P_c = kekuatan aksial tersedia (N)

M_t = kekuatan lentur perlu (N.mm)

M_c = kekuatan lentur tersedia (N.mm)

3.8.3 Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)

Kontrol dinding geser pelat baja yang dipasang dengan ketebalan tertentu.

a. Syarat Panel

$$0,8 < \frac{L}{h} < 2,5 \quad 3.40$$

b. Kontrol sudut kemiringan tarik pelat $30^\circ < \alpha < 55^\circ$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad 3.41$$

Keterangan:

t = ketebalan pelat

A_c = luas penampang kolom

I_c = momen inersia kolom

h_s = tinggi tiap lantai

A_b = luas penampang balok

Momen inersia kolom harus memenuhi persamaan berikut.

$$I_c \geq \frac{0,00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad 3.42$$

- c. Kekuatan geser nominal pelat

$$Vn = 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad 3.43$$

Dimana:

t_w = ketebalan pelat (mm)

L_{cf} = jarak bersih antar kolom (mm)

3.9 Perencanaan Sambungan

Pada struktur baja ada dua macam sambungan yaitu dengan menggunakan baut dan las.

- a. Baut

Menurut SNI 1729 – 2015 Bab J Pasal J3, suatu baut yang memikul beban terfaktor harus memenuhi:

$$Rn \leq \phi Rn \quad 3.44$$

Keterangan:

ϕ = Faktor tahanan

R_n = Tahanan nominal baut

- Baut dalam geser

$$Vd = \phi_f Vn = \phi_f r_1 f_u A_b \quad 3.45$$

- Baut yang memikul gaya Tarik

$$Td = \phi_f Tn = \phi_f 0,75 f_u^b A_b \quad 3.46$$

- Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik

$$f_{uv} = \frac{Vu}{nA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \quad 3.47$$

$$Td = \phi_f Tn = \phi_f f_t A_b \geq \frac{Tu}{n} \quad 3.48$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2$$

- Tahanan tumpu

$$Rd = \phi_f Rn = 2,4 \phi_f d_b t_p f_u \quad 3.50$$

Keterangan:

$r_1 = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1 = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

ϕ_f = faktor tahanan untuk fraktur

f_u^b = kuat tarik baut

A_b = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

n = jumlah baut

m = jumlah bidang geser

d_b = diameter baut nominal pada daerah tak berulir

t_p = tebal pelat

f_u = kuat tarik terendah baut atau pelat

Berikut adalah ketentuan mengenai tata letak baut.

- Spasi minimum

Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-ukuran atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal, d , dari sarana penyambung tersebut; jarak minimum yang umum digunakan adalah $3d$.

- Spasi minimum dari jarak tepi

Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal pelat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150 mm. Spasi longitudinal sarana penyambung antara elemen-elemen yang teridiri dari suatu pelat dan suatu profil atau dua pelat pada kontak menerus harus sebagai berikut.

- Untuk komponen struktur dicat atau komponen struktur tak dicat yang tidak menahan korosi, spasi

$$Mn = \Sigma[F_{nwi}y_i A_{wei}(x_i) - F_{nwi}x_i A_{wei}(y_i)] \quad 3.56$$

- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$Rn = R_{nwl} + R_{nwt} \quad 3.57$$

atau

$$Rn = 0,85R_{nwl} + 1,5R_{nwt} \quad 3.58$$

Keterangan:

R_{nwl} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani longitudinal (N)

R_{nwt} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani transversal (N)

3.10 Perencanaan Struktur Basement dan Pondasi

Beban yang terjadi pada basement yaitu tekanan tanah horizontal dan gaya uplift. Besarnya tegangan arah horizontal pada kondisi aktif dan pasif dapat diketahui dengan rumus:

Tegangan tanah arah horizontal pada kondisi aktif:

$$\sigma_{hi} = \sigma'_{vi} K_{ai} \pm 2c\sqrt{K_{ai}} \quad 3.59$$

Tegangan tanah arah horizontal pada kondisi pasif:

$$\sigma_{hi} = \sigma'_{vi} K_{pi} \pm 2c\sqrt{K_{pi}} \quad 3.60$$

Keterangan:

σ_{hi} = Tegangan efektif arah horizontal pada tiap kedalaman (t/m²)

σ_{vi} = Tegangan efektif arah vertical pada tiap kedalaman (t/m²)

K_i = Koefisien tanah lateral pada kondisi *at rest*

Adanya beban uplift dan air tanah dapat membahayakan basement akibat beban angkat ke atas. Untuk itu perlu dilakukan analisa kesetimbangan beban antara uplift dengan beban Gedung dengan rumus sebagai berikut.

$$\frac{F_{uplift}}{W_{struktur}} > Sf \quad 3.61$$

dengan 3.62

$$F_{uplift} = \gamma_w h_w A_{pelat} \quad 3.63$$

$$W_{struktur} = W_{dinding} + W_{pelat}$$

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut.

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad 3.64$$

Keterangan:

Q_{ult} = ultimate pile capacity

Q_e = end-bearing capacity

Q_f = side-friction capacity

W = berat tiang

Pada pondasi kelompok bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing-masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan berkurang. Perumusan efisiensi yang dipakai dengan menggunakan persamaan konversi Labarre.

$$C_e = \frac{\arctan(\phi S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Keterangan:

- m = jumlah baris tiang dalam grup
- n = jumlah kolom tiang dalam grup
- s = jarak as ke as antar tiang dalam grup
- ϕ = diameter tiang

3.11 Penggambaran Hasil Perencanaan

Hasil perencanaan struktur utama dan struktur sekunder akan dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan program bantu AutoCAD.

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

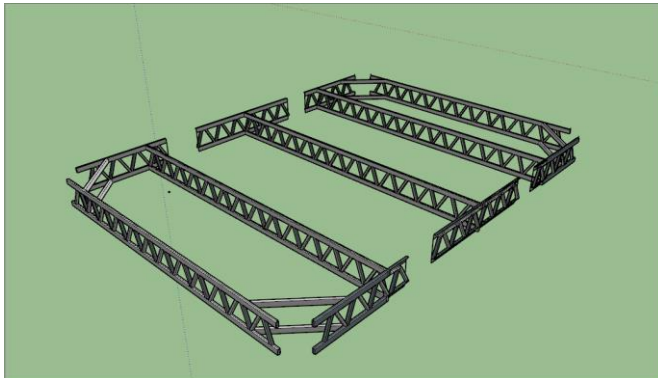
4.1 Metode Pelaksanaan

Dalam melakukan perencanaan sebuah struktur, metode konstruksi sangatlah penting karena berkaitan dengan apakah konstruksi tersebut dapat dilaksanakan. Dalam perencanaan ini metode pelaksanaan terlebih dulu ditentukan. Terdapat tiga tahap utama dalam metode pelaksanaan sistem modular yaitu:

1. Pabrikasi
2. Transportasi
3. Konstruksi

Dari ketiga tahap utama tersebut, dapat dibagi lagi menjadi pekerjaan pekerjaan yang lebih spesifik seperti yang dijelaskan berikut ini.

4.1.1 Pabrikasi



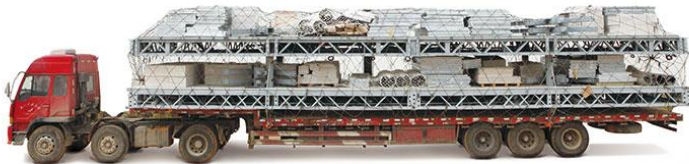
Gambar 4. 1 Tiga segmen modular

Dalam proses pabrikasi, hal pertama yang dilakukan yaitu mempersiapkan material dan peralatan yang digunakan. Material tersebut sudah harus lolos uji kualitas dan disimpan dengan baik sehingga terjaga kualitasnya. Langkah selanjutnya yaitu perakitan lantai modular. Profil *hollow* akan dirakit menjadi sebuah lantai modular yang akan disambung menggunakan las.

Karena ukurannya yang mencapai 8 meter, modular ini akan dirakit menjadi tiga bagian untuk memudahkan proses transportasi. Setelah dirakit, modular yang sudah jadi akan diinspeksi lebih lanjut sebelum ditransportasikan ke lokasi proyek.

4.1.2 Transportasi

Pada proses transportasi modular dari pabrik ke lokasi proyek menggunakan truk 3 as dengan low-loader-semi-trailer dengan panjang 13,5 m, tinggi badan trailer 0,88 m, dan lebar 2,55 m yang mampu membawa beban sampai 58 ton seperti pada Gambar 4.2. Untuk alasan kemudahan proses transportasi, modular yang berukuran 7 m x 8 m akan dibagi menjadi tiga bagian.



Gambar 4. 2 Truk dengan low loader semi trailer

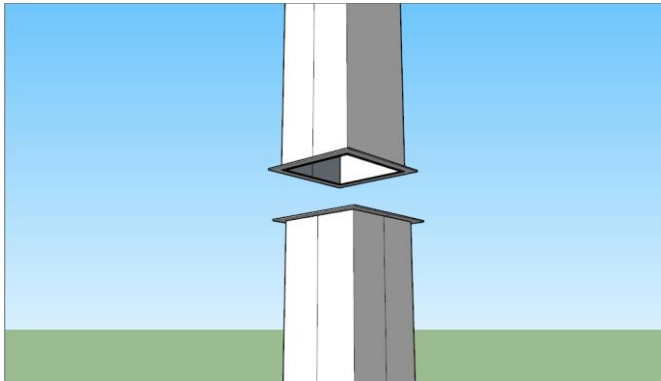
Sumber: BSB Group, 2013.

4.1.3 Konstruksi

1. Pemasangan Kolom

Sebelum dipasang, kolom CFT diberi pelat di setiap ujungnya sebagai letak sambungan antar kolom. Kolom yang dipasang akan diangkat dengan menggunakan tower crane lalu diturunkan pada

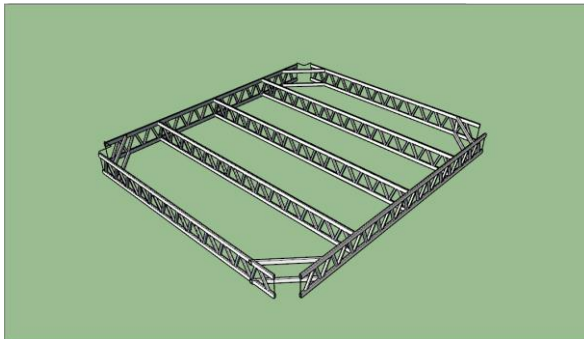
posisi yang sudah ditentukan sampai letaknya sesuai. Kemudian sambungan antar kolom tersebut dikencangkan dengan menggunakan baut.



Gambar 4. 3 Pemasangan Kolom

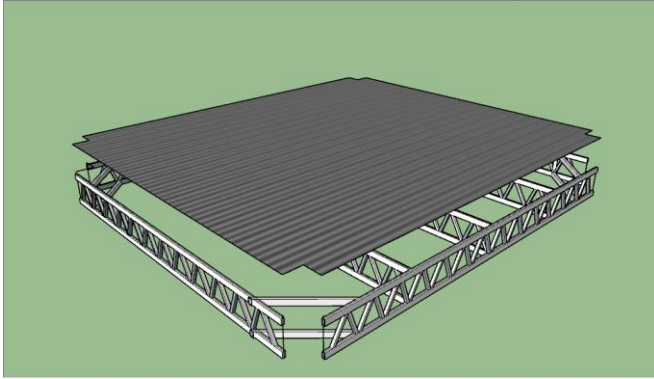
2. Perakitan dan Penyimpanan Modular

Setelah ditransportasikan ke lokasi proyek, tiga segmen modular seperti pada Gambar 4.1 akan dirakit menjadi satu modular seperti pada Gambar 4.3. Tiga segmen tersebut akan disambung menggunakan las.



Gambar 4. 4 Perakitan Modular

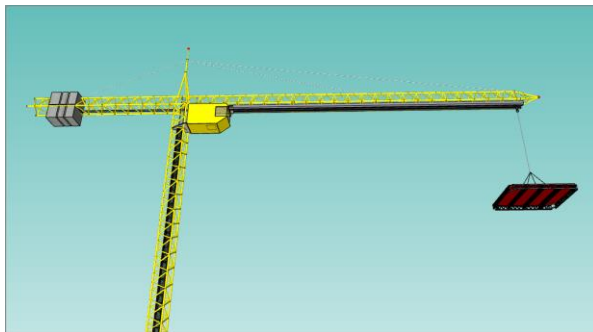
Setelah disambung menjadi satu modular, pelat bondek akan dipasang pada lantai modular tersebut seperti pada Gambar 4.5. Pelat bondek ini akan menahan momen ke sumbu 2 pada saat modular diangkat dengan menggunakan tower crane. Kemudian, modular akan disimpan pada *storage house*.



Gambar 4. 5 Pemasangan Pelat Bondek

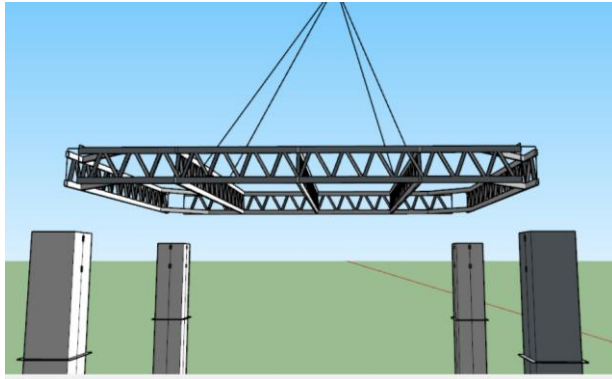
3. Erection

Dalam menempatkan modular pada lokasi proyek, digunakan tower crane seperti pada Gambar 4.6. Spesifikasi *tower crane* yang digunakan terlampir.



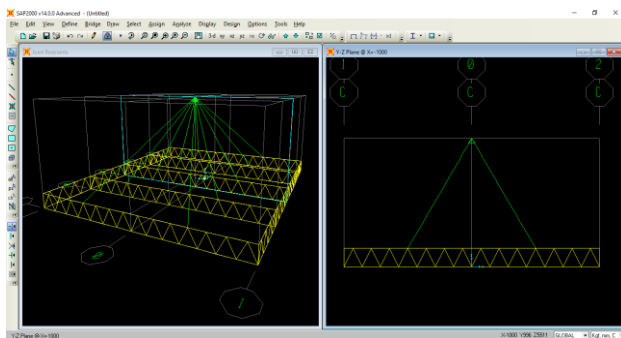
Gambar 4. 6 Pengangkatan Modular

Modular diturunkan pada posisi yang sesuai dan ditempatkan pada channel seat yang terletak pada kolom sehingga tepat penempatannya. Setelah itu, sambungan modular dan channel seat dikencangkan dengan menggunakan baut sehingga modular dapat stabil saat dilakukannya pengelasan sambungan modular dan kolom.



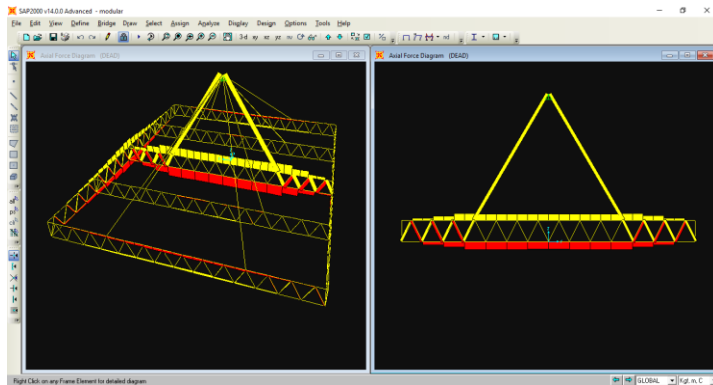
Gambar 4. 7 Penempatan Modular

Proses pengangkatan modular tersebut dimodelkan pada SAP2000 seperti pada Gambar 4.8 berikut.



Gambar 4. 8 Permodelan Pengangkatan Modular pada SAP2000

Sehingga, dapat diperoleh gaya aksial yang terjadi pada modular tersebut seperti pada Gambar 4.9.



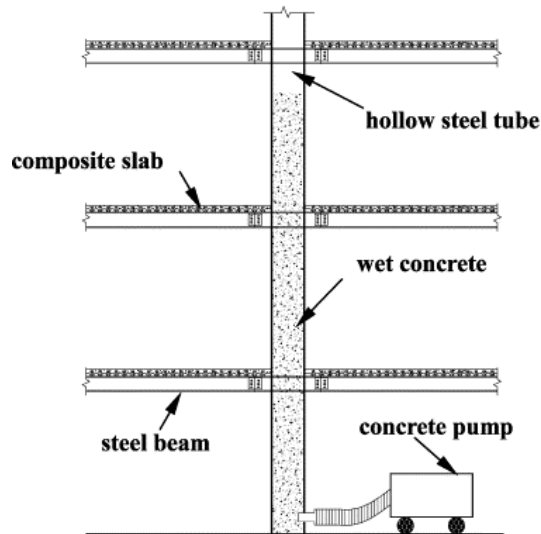
Gambar 4. 9 Gaya Dalam Akibat Proses Pengangkatan Modular

4. Pengecoran Kolom

Untuk menghindari terbentuknya *honeycomb* pada inti beton kolom CFT, pengecoran dilakukan dengan menggunakan *concrete pump*. Campuran beton akan dipompa melalui lubang yang dibuat di bagian bawah kolom seperti pada Gambar 4.10 dan Gambar 4.11 berikut.



Gambar 4. 10 Lubang untuk Memompa Beton Cair pada CFT
Sumber: Steel Tube Institute (2015)



Gambar 4. 11 Proses Pengecoran Kolom pada Jenis Kolom CFT
Sumber: Lin Hai Han, Guo Huang Yao (2003)

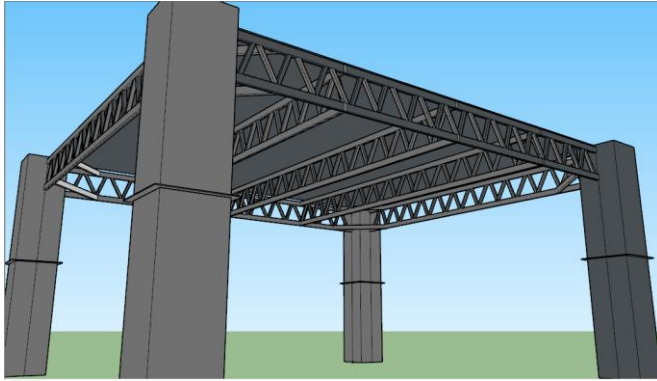
Untuk mendapatkan hasil yang maksimal, penggunaan *vibrator* akan tetap dilakukan. Pengecoran kolom harus dilakukan setelah hasil las pada sambungan kolom dan modular sudah mendingin agar campuran beton tidak akan terpengaruh suhu tinggi dari pengelasan tersebut.

5. Pengecoran Pelat Lantai

Pelat lantai juga dicor menggunakan *concrete pump*. Pelat lantai akan dicor setebal 12 cm.

6. *Finishing*

Setelah struktur utama sudah selesai seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.12, dapat dilanjutkan dengan pekerjaan *finishing*, antara lain *ducting* dan *plumbing*, mekanikal dan elektrik, plafon, dan pemasangan keramik.



Gambar 4. 12 Hasil Rakitan Modular dan Kolom

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan pelat

Dalam perencanaan ini, pelat lantai direncanakan menggunakan *floor deck* baja gelombang dari Super Floor Deck dengan spesifikasi sebagai berikut.

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan.
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya.
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ MPa.
- Tebal bondek 0,75 cm dengan berat $10,1 \text{ kg/m}^2$.
- Mutu tulangan yang digunakan adalah U-48 ($f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$).

Terdapat dua jenis pelat yang direncanakan yaitu pelat atap dan pelat lantai parkir, dan pelat lantai tower.

1) Pelat lantai atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan PPIUG.

Beban mati

Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat plafon dan rangka	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
Total (q _D)	= 61	kg/m ²

Beban hidup

$$\text{Total (q}_L\text{)} = \text{Lantai atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Beban berguna

$$\begin{aligned} q_u &= q_D + q_L \\ &= 61 + 100 \\ &= 161 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Data perencanaan pelat:

- Bentang = 2 m
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif (A_{s min}) = 1,07 cm²/m. Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50.

Menentukan tulangan negatif:

Nilai A_{s min} = 1,07 cm²/m diperoleh berdasarkan mutu U-48, sehingga harus diubah sesuai dengan mutu deck yang digunakan yaitu U-50.

$$A_{s \text{ pakai}} = 1,07 \times \frac{4800}{5000} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dari Tabel Wire Mesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-325 mm ($A_s = 1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$).

2) Pelat lantai parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai parkir ini menggunakan PPIUG.

Beban mati

Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat Keramik 1 cm	= 24	kg/m ²
Berat plafon dan rangka	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
Total (q_D)	= 85	kg/m ²

Beban hidup

$$\text{Total } (q_L) = \text{Lantai parkir} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Beban berguna

$$\begin{aligned} q_u &= q_D + q_L \\ &= 85 + 400 \\ &= 485 \text{ kg/m}^2 \approx 500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Data perencanaan pelat:

- Bentang = 2 m
- Beban berguna = 500 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif ($A_{s \text{ min}} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Menentukan tulangan negatif:

Nilai $A_{s_{\min}} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ diperoleh berdasarkan mutu U-48, sehingga harus diubah sesuai dengan mutu deck yang digunakan yaitu U-50.

$$A_{s \text{ pakai}} = 1,79 \times \frac{4800}{5000} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dari Tabel Wire Mesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-275 mm ($A_s = 1,83 \text{ cm}^2/\text{m}$).

3) Pelat lantai tower

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai parkir ini menggunakan PPIUG.

Beban mati

Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat Keramik 1 cm	= 24	kg/m ²
Berat plafon dan rangka	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
Total (q_D)	= 85	kg/m ²

Beban hidup

$$\text{Total } (q_L) = \text{Lantai apartemen} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Beban berguna

$$\begin{aligned} q_u &= q_D + q_L \\ &= 85 + 250 \\ &= 335 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Data perencanaan pelat:

- Bentang = 2 m
- Beban berguna = 400 kg/m^2
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif ($A_s \text{ min}$) = $1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Menentukan tulangan negatif:

Nilai $A_{s \text{ min}}$ = $1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ diperoleh berdasarkan mutu U-48, sehingga harus diubah sesuai dengan mutu deck yang digunakan yaitu U-50.

$$A_{s \text{ pakai}} = 1,55 \times \frac{4800}{5000} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dari Tabel Wire Mesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-300 mm ($A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$).

4.2.2 Perencanaan tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga direncanakan sebagai konstruksi baja dengan perhitungan sebagai berikut.

1) Data perencanaan

- Tinggi antar lantai (h) = 4000 mm
- Panjang bordes = 2175 mm
- Panjang tangga = 3900 mm
- Lebar tangga = 1350 mm
- Lebar injakan (i) = 300 mm
- Tinggi injakan (t) = 155 mm

Perhitungan jumlah injakan tangga

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{h/2}{t} = \frac{4000/2}{155} = 12,9 \approx 13$$

$$\text{Jumlah injakan} = \text{jumlah tanjakan} - 1 = 13 - 1 = 12$$

$$\circ \quad 60 \text{ cm} \leq (2(12,5) + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

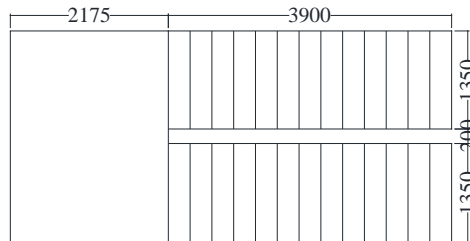
$$60 \text{ cm} \leq 60,4 \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

$$\circ \quad 25^\circ < \alpha < 40^\circ$$

$$25^\circ < \arctan\left(\frac{\frac{h}{2}}{\text{panjang tangga}}\right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < \arctan\left(\frac{\frac{4000}{2}}{3900}\right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < 27.15^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 13 Sketsa Denah Tangga

2) Perencanaan pelat anak tangga

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,006 \times 1,35 \times 7850 = 63,585 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sambungan} = (10\% \text{ Berat Pelat}) = 6,358 \text{ kg/m}^2 +$$

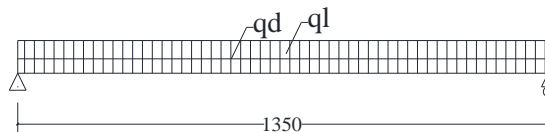
$$\text{Total } (q_D) = 69,943 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

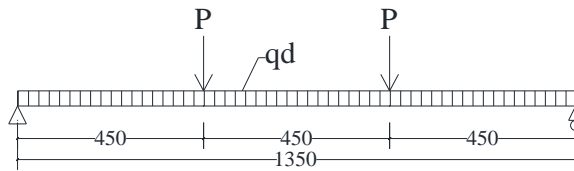
$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 488,44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup per meter} = 488,44 \times 1,35 = 659,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup terpusat, } P = 1,33 \text{ kN} = 135,6 \text{ kg}$$



Gambar 4. 14 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} x q_D x L^2 = \frac{1}{8} x 10,846 x 1,35^2 = 2,47 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} x q_L x L^2 = \frac{1}{8} x 73,266 x 1,35^2 = 16,691 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} x P x L = \frac{1}{3} x 135,62 x 1,35 = 61,03 \text{ kgm (Menentukan)}$$

$$V_D = \frac{1}{2} x q_D x L = \frac{1}{2} x 2,47 x 1,35 = 7,32 \text{ kg}$$

$$V_L = P = 135,62 \text{ kg}$$

Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L = 1,2(2,47) + 1,6(61,03) = 100,611 \text{ kgm}$$

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,2(7,32) + 1,6(135,62) = 225,777 \text{ kg}$$

Kontrol Momen Lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7,142$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,273$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b - e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left(e - \frac{d}{2} \right)$$

$$Z_x = (50 - 14,9) \times 7 \times \frac{50 - 14,9}{2} + 14,9 \times 7 \times \frac{14,9}{2} + (50 - 7) \times 7 \times \left(14,9 - \frac{7}{2} \right)$$

$$Z_x = 8520.47 \text{ mm}^3 = 8.52047 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 8.52047 \times 2500 = 21301.18 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$10061,15 \leq 0.9(21301.18)$$

$$10061,15 \text{ kgcm} \leq 19171.0575 \text{ kgcm (OK)}$$

Kontrol Kuat Geser

Untuk profil siku tunggal, nilai $K_v = 1,2$ (SNI 1729:2015 Pasal G4)

$$b - d / d \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$50 - 7 / 7 \leq 1,1 \sqrt{1,2 \frac{200000}{250}}$$

$$6.143 \leq 34.082$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 5 \times 0.7 \times 1 \\ &= 5250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 0.9 V_n$$

$$225,777 \leq 0.9(5250)$$

$$225,777 \text{ kg} \leq 4725 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol Lendutan

$$L = 135 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{135}{240} = 0.5625 \text{ cm}$$

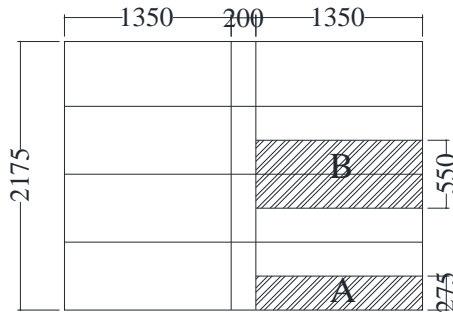
$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) L^4}{E I_x} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{P L^3}{E I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0,108) \cdot 135^4}{2000000 \cdot 14,6} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{135,62 \cdot 135^3}{2000000 \cdot 14,6} \right] =$$

$$f^0 = 0.016 + 0.38425 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.4 < 0.5625 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

3) Perencanaan bordes



Gambar 4. 16 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

Pelat bordes

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013

Beban mati

$$\text{Berat pelat } (0,006 \times 1,35 \times 7850) = 63,585 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sambungan (10\% Berat Pelat)} = \underline{6,358 \text{ kg/m}^2} +$$

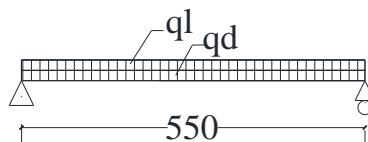
$$\text{Total } (q_D) = 69,943 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

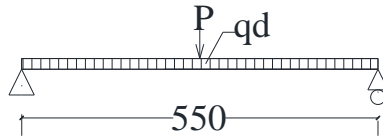
$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 488,44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup per meter} = 488,44 \times 1,35 = 659,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup terpusat, } P = 1,33 \text{ kN} = 135,6 \text{ kg}$$



Gambar 4. 17 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 18 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

Perhitungan gaya dalam:

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 69,943 \times 0,55^2 = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 659,4 \times 0,55^2 = 24,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,55 = 18,648 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan:

$$M_D = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 24,93 \text{ kg.m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 2,644 + 1,6 \times 24,933 = 43,067 \text{ kg.m}$$

Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 135 \times 0,6^2 = 12,15 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 12,15 \times 2500 = 30375 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0,9 M_n$$

$$43,067 \text{ kgm} \leq 0,9(303,75)$$

$$43,067 \text{ kgcm} \leq 273,375 \text{ kgcm (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{55}{240} = 0,229 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 135 \times 0,6^3 = 2,43 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_l) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(7,293) \cdot 55^4}{2000000 \cdot 2,43} \right]$$

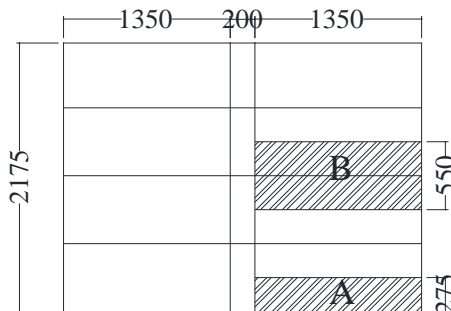
$$f^0 = 0,178 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,178 < 0,229 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

Balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100x50x5x7, dengan data – data sebagai berikut.

$W = 9,3 \text{ kg/m}$	$i_y = 8 \text{ cm}$	$f_u = 410 \text{ MPa}$
$A_s = 11,85 \text{ cm}^2$	$I_x = 187 \text{ cm}^4$	$f_c' = 35 \text{ MPa}$
$d = 100 \text{ mm}$	$I_y = 14,8 \text{ cm}^4$	$E = 200.000$
$b_f = 50 \text{ mm}$	$Z_x = 42 \text{ cm}^3$	Mpa
$t_w = 5 \text{ mm}$	$Z_y = 9 \text{ cm}^3$	$h = d - 2(tf+r)$
$t_f = 7 \text{ mm}$	$S_x = 37,5 \text{ cm}^3$	$= 76$
$r = 8 \text{ mm}$	$S_y = 5,91 \text{ cm}^3$	
$i_x = 3,98 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ MPa}$	



Gambar 4. 19 Balok Bordes Tangga

Pembebanan**Beban mati A**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 0.006 \times 7850 &= 47,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Pelat} \times \text{lebar pelat} &= 47,1 \times 0.55\text{m} &= 25,905 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} & &= 9,3 \text{ kg/m} + \\
 & &= 35,205 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan (10\%)} & &= 3,52 \text{ kg/m} + \\
 \text{Total (q}_{DA}) & &= 38,7255 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban mati B

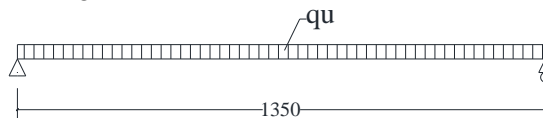
$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 0.006 \times 7850 &= 47,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Pelat} \times \text{lebar pelat} &= 47,1 \times 0.275\text{m} &= 12,9525 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} & &= 9,3 \text{ kg/m} + \\
 & &= 22,252 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan (10\%)} & &= 2,225 \text{ kg/m} + \\
 \text{Total (q}_{DB}) & &= 24,477 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar (488,444} \times 0.55) = 268,644 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2q_{DA} + 1,6q_L \\
 &= 1,2 \times 38,7255 + 1,6 \times 268,644 \\
 &= 46,47 + 429,831 \\
 &= 476,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 20 Pembebanan Pada Balok Bordes

Gaya dalam yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 476,3 \times 1.35^2 = 108,507 \text{ kgm}$$

$$Vu = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 476,3 \times 1,35 = 321,503 \text{ kg}$$

Kontrol momen lentur

- Kontrol tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{76}{5} = 15,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times 105000$$

$$10850,74 \leq 94500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol tekuk lateral

$$L_b = 135 \text{ cm}$$

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,927 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_A = 81,38 \text{ kgm}$$

$$M_B = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_C = 81,38 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{12,5 \times 108,507}{2,5 \times 108,507 + 3 \times 81,38 + 4 \times 108,507 + 3 \times 81,38} \\
 &= 1.14 \leq 2.3 \\
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p \\
 &= 1.14 \left[105000 - (105000 - \right. \\
 &\quad \left. 0,7 \times 2500 \times 37.5) \left(\frac{135 - 55.754}{286.927 - 55.754} \right) \right] < 105000 \\
 &= 103979.85 < 105000 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 \times 103979.85$$

$$10850,74 \leq 93581.864 \text{ kgcm (OK)}$$

Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{76}{5} = 15.2$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 7.6 \times 0.5 \times 1 \\
 &= 5700 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 \times 5700$$

$$321,503 \leq 5700 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$L = 135 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{135}{240} = 0.375 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{3,0737 \times 135^4}{2000000 \times 187} = 0.0355 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0355 \text{ cm} < 0.375 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4) Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250×125×5×8 dengan data-data sebagai berikut.

W	$= 25,7 \text{ kg/m}$	i_y	$= 2,79 \text{ cm}$	f_u	$= 410 \text{ MPa}$
A_s	$= 32,68 \text{ cm}^2$	I_x	$= 3.540 \text{ cm}^4$	f_c'	$= 35 \text{ MPa}$
d	$= 248 \text{ mm}$	I_y	$= 255 \text{ cm}^4$	E	$= 200.000$
b_f	$= 124 \text{ mm}$	Z_x	$= 305 \text{ cm}^3$	Mpa	
t_w	$= 5 \text{ mm}$	Z_y	$= 63 \text{ cm}^3$	h	$= d - 2(tf + r)$
t_f	$= 8 \text{ mm}$	S_x	$= 285 \text{ cm}^3$		$= 208$
r	$= 12 \text{ mm}$	S_y	$= 41,1 \text{ cm}^3$		
i_x	$= 10,4 \text{ cm}$	f_y	$= 250 \text{ MPa}$		

Perhitungan pembebanan

• Bidang miring

Beban mati

Berat pelat bondek ($0.004 \times 7.850 \times 1.35$)	$= 42,39 \text{ kg/m}$
<i>Hand rail</i>	$= 20 \text{ kg/m}$
Berat profil siku ($2 \times 5,15 \times 1,35$)	$= 13,91 \text{ kg/m}$
Berat profil balok utama ($25,7$)	$= 25,7 \text{ kg/m} +$
	$= 102 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	$= 10,2 \text{ kg/m} +$
Total (q_{D1})	$= 112,2 \text{ kg/m}$

Beban hidup (q_{L1})

Tangga dan jalan keluar

$$= 488,5 \times 1,35$$

$$= 659,475 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1,2q_{D1} + 1,6q_{L1} \\ &= 134,64 + 1.055,16 \end{aligned}$$

$$= 1.1189,8 \text{ kg/m}$$

- Bordes

Beban mati

Hand rail

$$= 20 \text{ kg/m}$$

Berat pelat bordes ($0,006 \times 2,9 \times 7.850$)

$$= 136,59 \text{ kg/m}$$

Berat profil balok utama (berat)

$$= 25,7 \text{ kg/m} +$$

$$= 182,29 \text{ kg/m}$$

Sambungan (10%)

$$= 18,23 \text{ kg/m} +$$

Total (q_{D2})

$$= 200,52 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (q_{L1})

Tangga dan jalan keluar

$$= 488,5 \times 2,9$$

$$= 1.416,65 \text{ kg/m}$$

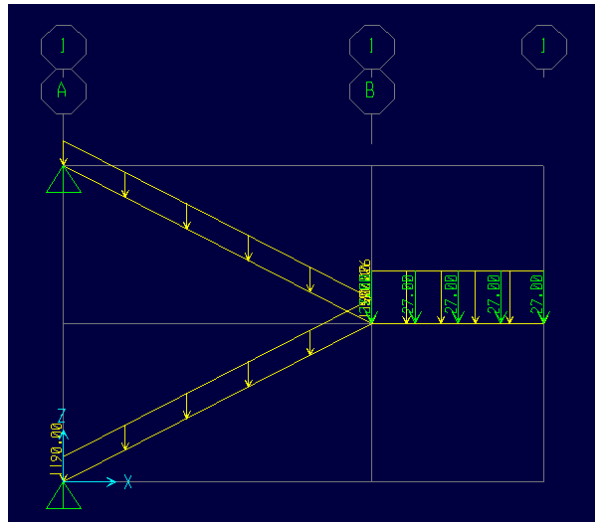
Beban berfaktor

$$q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2}$$

$$= 240,62 + 2.266,64$$

$$= 2.507,26 \text{ kg}$$

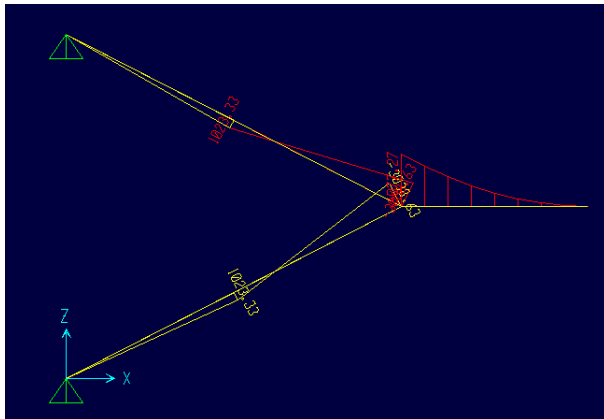
$$P1 = 2,9W_{\text{bordes}} = 2,9 \times 9,3 = 26,97 \text{ kg}$$



Gambar 4. 21 Pembebanan pada balok utama tangga

- Momen

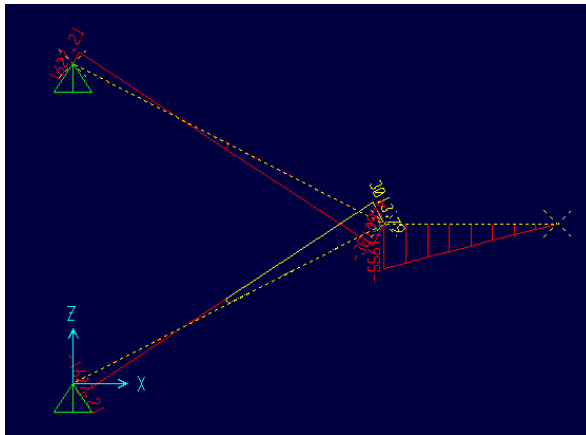
Dari hasil analisa SAP2000 diperoleh diagram momen seperti Gambar 4.22 berikut.



Gambar 4. 22 Bidang Momen Balok Tangga Utama

Momen max = 607.727 kgcm

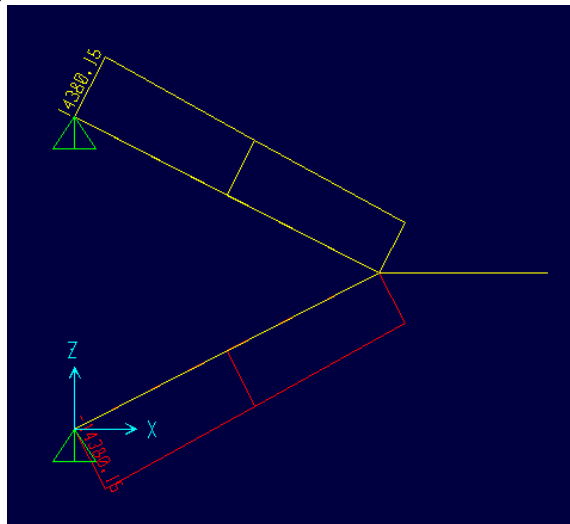
- Gaya geser



Gambar 4. 23 Bidang Geser Balok Tangga Utama

Geser max= 5.561,29 kg

- Gaya normal



Gambar 4. 24 Bidang Normal Balok Tangga Utama

Aksial max = 14.380,15 kg

Kontrol Momen

- Tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 10,748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z \times F_y = 305 \times 2.500 = 762.500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$607.727 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 762.500$$

$$607.727 \text{ kgcm} \leq 686.250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Tekuk lateral

$$L_p = \sqrt{30^2 + 15,5^2} = 33,767 \text{ cm}$$

$$L_r = 136,887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404,55 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ (Bentang pendek)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z \times F_y = 305 \times 2.500 = 762.500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$607.727 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 762.500$$

$$607.727 \text{ kgcm} \leq 686.250 \text{ kgcm (OK)}$$

Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2.500 \times 20 \times 8 \times 0,5 \times 1 = 15.600 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$5.561,29 \leq 15.600 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

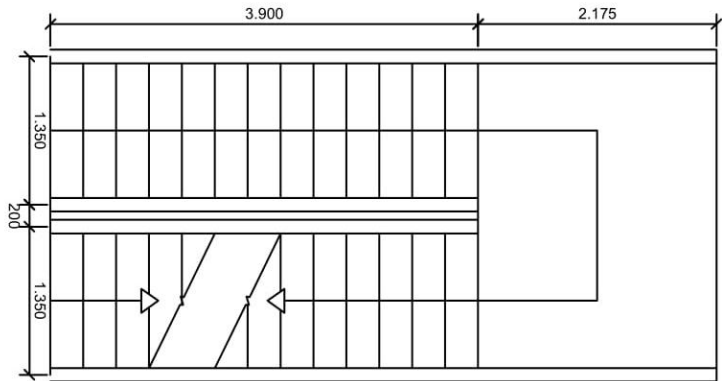
$$L = 217,5 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{217,5}{360} = 0,91 \text{ cm}$$

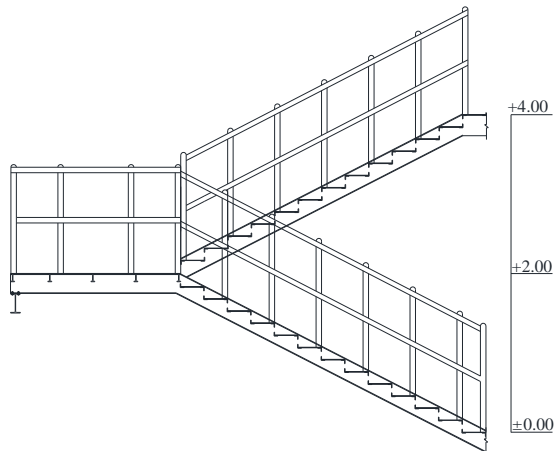
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,91 \text{ cm} < 0,91 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$



Gambar 4. 25 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga



Gambar 4. 26 Denah Tangga



Gambar 4. 27 Potongan Tangga

4.2.3 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift, terdiri dari balok penumpu dan balok

penggantung lift. Lift penumpang yang digunakan pada perencanaan ini memiliki data-data sebagai berikut.

Tipe lift = General type duplex (standard)

Merek = SIGMA

Kapasitas = 17 orang (1.150 kg)

Lebar pintu = 1.000 mm

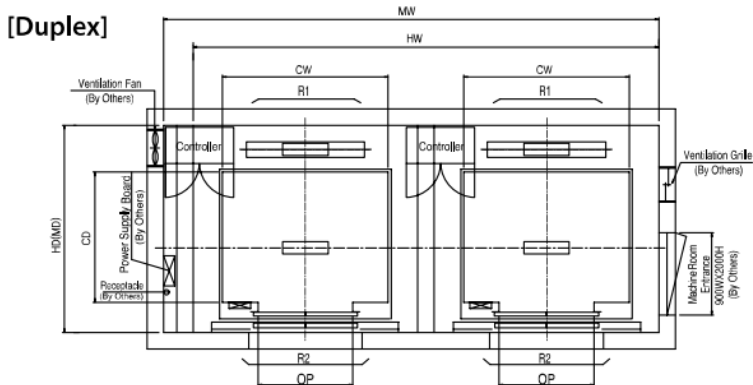
Car size = $1.800 \times 1.500 \text{ mm}^2$

Hostway size = $4.850 \times 2.200 \text{ mm}^2$

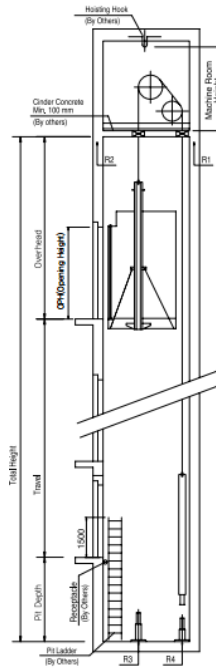
Beban reaksi ruang mesin

R1 = 8.000 kg

R2 = 5.200 kg



Gambar 4. 28 Spesifikasi Lift



Gambar 4. 29 Potongan lift

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 350 × 250 × 9 × 14, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 79,7 \text{ kg/m}$	$i_x = 14,6 \text{ cm}$	$S_y = 292 \text{ cm}^3$
$A_s = 101,5 \text{ cm}^2$	$i_y = 6 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ MPa}$
$d = 340 \text{ mm}$	$I_x = 21.700 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ MPa}$
$b_f = 250 \text{ mm}$	$I_y = 3.650 \text{ cm}^4$	$f_c' = 35 \text{ MPa}$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$Z_x = 1.360 \text{ cm}^3$	$E = 200.000 \text{ Mpa}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	$Z_y = 444 \text{ cm}^3$	$h = d - 2(tf+r)$
$r = 20 \text{ mm}$	$S_x = 1.280 \text{ cm}^3$	$= 272 \text{ mm}$

Balok lift menerima beban merata dan beban terpusat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.30.

1) Beban merata

Beban merata yang diterima yaitu beban mati yang berasal dari berat sendiri dan berat sambungan.

Berat profil balok penggantung *lift* = 79,70 kg/m

Berat sambungan (10%) = 7,97 kg/m+

Total (q_D) = 87,67 kg/m

Beban berfaktor

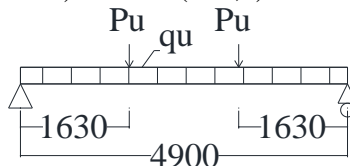
$q_U = 1,4q_D = 1,4 \times 87,67 = 122.738 \text{ kg/m}$

2) Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$P_{U1} = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8.000 (1+0,5) = 12.000 \text{ kg}$

$P_{U2} = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5.200 (1+0,5) = 7.800 \text{ kg}$



Gambar 4. 30 Pembebanan Balok Penggantung Lift

Dari pembebanan tersebut dapat diperoleh gaya dalam yang terjadi dengan perhitungan sebagai berikut.

Momen

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} q_U x^2 + P x \\ &= \frac{1}{8} 122.738 \times 4,9^2 + 12.000 \times 1,63 \\ &= 19968.37 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_U L + P \\ &= \frac{1}{2} 122.738 \times 4,9 + 12.000 \\ &= 12.300,708 \text{ kg} \end{aligned}$$

Setelah diperoleh gaya dalam yang terjadi, maka dilakukan kontrol kapasitas balok lift.

1. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Kontrol Tekuk Lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{28} = 8,928$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

 $\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30,222$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

 $\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times F_y = 1.360 \times 2.500 = 3.400.000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1.996.837 \leq 0,9 \times 3.400.000$$

$$1.996.837 \text{ kgcm} \leq 3.060.000 \text{ kgcm (OK)}$$

Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 490 \text{ cm}$$

$$L_p = 298,682 \text{ cm}$$

$$L_r = 936,253 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 19.968,37 \text{ kgm}$$

$$M_A = 14.976,28 \text{ kgm}$$

$$M_B = 19.968,37 \text{ kgm}$$

$$M_C = 14.976,28 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 19968,37}{2,5 \times 19968,37 + 3 \times 14976,28 + 4 \times 19968,37 + 3 \times 14976,28}$$

$$= 1,31 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.31 \left[3400000 - (3400000 - 0,7 \times 2500 \times 1280) \times \left(\frac{490 - 298.682}{936.253 - 298.682} \right) \right]$$

3468085 kgcm \geq 3.400.000 kgcm (Tidak OK), maka
Mn=Mp

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1.996.837 \leq 0.9 \times 3.400.000$$

$$1.996.837 \text{ kgcm} \leq 3.060.000 \text{ kgcm (OK)}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{9} = 30.222$$

$$\lambda p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 27.2 \times 0.9 \times 1 \\ &= 36720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq V_n$$

$$6300.708 \text{ kg} \leq 36720 \text{ kg (OK)}$$

3. Kontrol lendutan

$$L = 490 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{490}{360} = 1.361 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[\frac{23 P L^3}{648 \cdot E \cdot I_x} \right] = \\ &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0.8767) \cdot 490^4}{2000000 \cdot 21700} \right] + \left[\frac{23 \cdot 12000 \cdot 490^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 21700} \right] = 1.169 \text{ cm} \\ f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 1.169 \text{ cm} < 1.361 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)} \end{aligned}$$

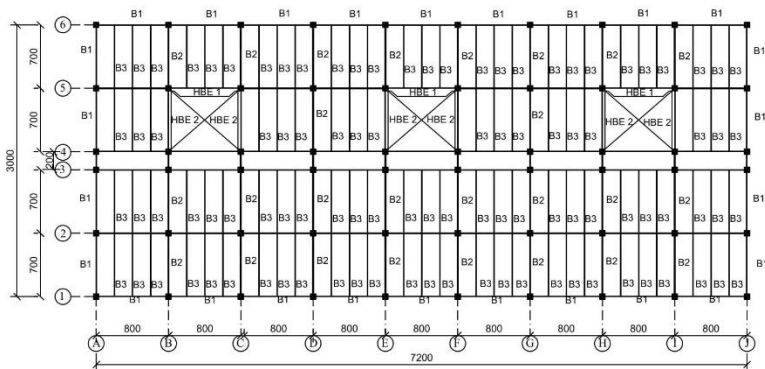
4.3 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan struktur pada perencanaan ini menggunakan dinding geser pelat baja (SPSW). Struktur dinding geser pelat baja berfungsi sebagai penahan beban lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang

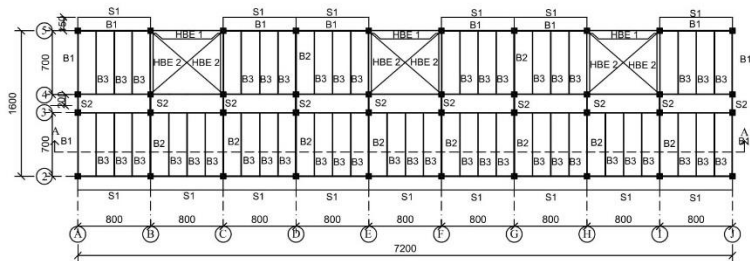
terdiri dari 21 lantai dan 1 lantai basement dengan total tinggi struktur 88 meter. Denah dari pemodelan struktur dalam perencanaan ini ditunjukkan dalam Gambar 4.31 dan Gambar 4.32.

Dalam permodelan ini elemen balok modular direncanakan sebagai rangka batang atau *truss* sehingga gaya dalam yang diperhitungkan adalah gaya aksial. Elemen kolom direncanakan sebagai *frame* komposit. Pelat dinding geser baja direncanakan sebagai *shell-thin*. Pelat lantai direncanakan sebagai diafragma berupa *shell-thin* yang menumpu pada balok. Perletakan gedung ini dimodelkan sebagai jepit. Ujung balok truss direncanakan sebagai sendi (di-*release* dari momen). Kolom dasar juga direncanakan sebagai sendi (di-*release* dari momen).

Sistem struktur gedung ini menggunakan sistem rangka bangunan atau *building frame system* berupa dinding geser baja dan beton komposit biasa, sehingga seluruh beban gempa diterima oleh dinding geser pelat baja (SPSW). Hal ini dikarenakan belum adanya riset yang membahas tentang kapasitas balok *truss* dalam menerima *post-yield behavior*. Apabila kolom dasar tidak di-*release* dari momen, SPSW menerima 94% dari total beban gempa.



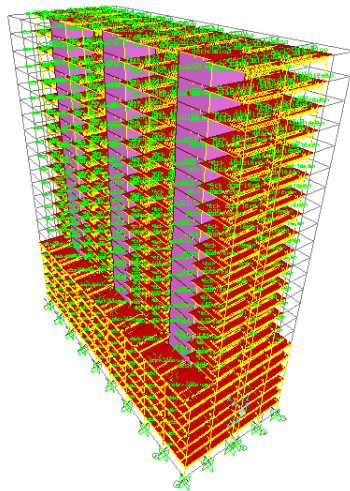
Gambar 4. 31 Denah Lantai Basement dan Podium



Gambar 4. 32 Denah Lantai Tower Tipikal

Pada Gambar 4.31 dan Gambar 4.32 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global dan arah horizontal mengikuti sumbu X. Permodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP2000.

Pada program SAP2000, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai dengan kondisi sebenarnya, sehingga dapat dijadikan acuan dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729:2015 dan SNI-1726:2012 seperti pada Gambar 4.33.



Gambar 4. 33 Permodelan Struktur Gedung 88 Avenue

4.3.1 Pembebanan

Pembebanan struktur didasarkan pada acuan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan penjelasan sebagai berikut.

1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya.

Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang dengan massa jenis 2400 kg/m³.
- Berat pelat bondek 10,1 kg/m².
- Beban sendiri baja profil yang terpasang pada struktur seperti kolom dan balok sebesar 7850 kg/m³
- Berat dinding bata ringan sebesar 100 kg/ m²
- Berat spesi sebesar 22 kg/ m² untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/ m² untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat ducting dan plumbing sebesar 10 kg/m²
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/ m²
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Berikut merupakan rekapitulasi beban mati yang bekerja pada beberapa pelat lantai yang direncanakan dalam gedung ini.

a. Pelat Atap

Berat Beton 12 cm	= 288	kg/m ²
Berat Pelat Bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat plafon dan rangka	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	= 359,1	kg/m ²

b. Pelat Lantai Apartemen

Berat Beton 12 cm	= 288	kg/m ²
Berat Pelat Bondek	= 10,1	kg/m ²

Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat Keramik 1 cm	= 24	kg/m ²
Berat plafon dan rangka	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	= 383,1	kg/m ²

c. Pelat Lantai Podium

Berat Beton 12 cm	= 288	kg/m ²
Berat Pelat Bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat Keramik 1 cm	= 24	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²

$$= 365,1 \text{ kg/m}^2$$

d. Pelat Lantai Parkiran

Berat Beton 12 cm	= 288	kg/m ²
Berat Pelat Bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat Spesi 1,5 cm	= 33	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	= 341,1	kg/m ²

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban layan yang bekerja pada gedung yang memiliki kemungkinan untuk berpindah-pindah dan tidak bersifat tetap. Rincian beban hidup yang bekerja pada gedung apartemen ini adalah sebagai berikut.

– Lantai Atap	= 100	kg/m ²
– Lantai Apartemen	= 250	kg/m ²
– Lantai Podium	= 250	kg/m ²
– Lantai Parkiran	= 400	kg/m ²

3. Beban Gempa

Beban gempa direncanakan sesuai dengan lokasi perencanaan gedung apartemen ini yaitu di Kota Surabaya.

a. Data Tanah

Penentuan jenis tanah didasarkan pada hasil SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang diperoleh dari data Desain Spektra Indonesia (www.puskim.go.id). Perhitungan beban gempa dalam analisa struktur gedung ini menggunakan analisa beban gempa dinamik (Respons Spektrum) sesuai dengan SNI 1726:2012.

Tabel 4. 1 Perhitungan N rata-rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	2	2	5	0.40
Lapisan 2	4	2	9	0.22
Lapisan 3	6	2	10	0.20
Lapisan 4	8	2	13	0.15
Lapisan 5	10	2	11	0.18
Lapisan 6	12	2	14	0.14
Lapisan 7	14	2	18	0.11
Lapisan 8	16	2	24	0.08
Lapisan 9	18	2	40	0.05
Lapisan 10	20	2	39	0.05
Lapisan 11	22	2	32	0.06
Lapisan 12	24	2	20	0.10

Lapisan 13	26	2	18	0.11
Lapisan 14	28	2	24	0.08
Lapisan 15	30	2	19	0.11
Total		30		2.06
				14.57

Menurut Tabel 3 pada SNI 1726:2012, nilai $\bar{N} = 14,57$ yang kurang dari 15 tergolong sebagai SE (tanah lunak). Sehingga dari perhitungan \bar{N} pada Tabel 4.1 dapat digolongkan sebagai SE (tanah lunak).

Parameter-parameter respons spektrum untuk wilayah Surabaya dengan klasifikasi situs (jenis tanah) SE adalah sebagai berikut.

$$S_s = 0,663$$

$$S_{M1} = 0,744 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,247$$

$$S_{DS} = 0,607 \text{ g}$$

$$F_A = 1,374$$

$$S_{D1} = 0,496 \text{ g}$$

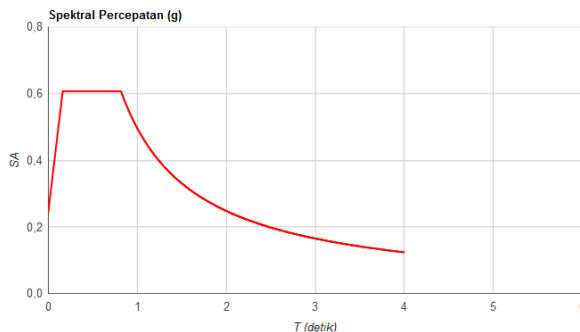
$$F_v = 3,012$$

$$T_0 = 0,163 \text{ detik}$$

$$S_{MS} = 0,911 \text{ g}$$

$$T_s = 0,817 \text{ detik}$$

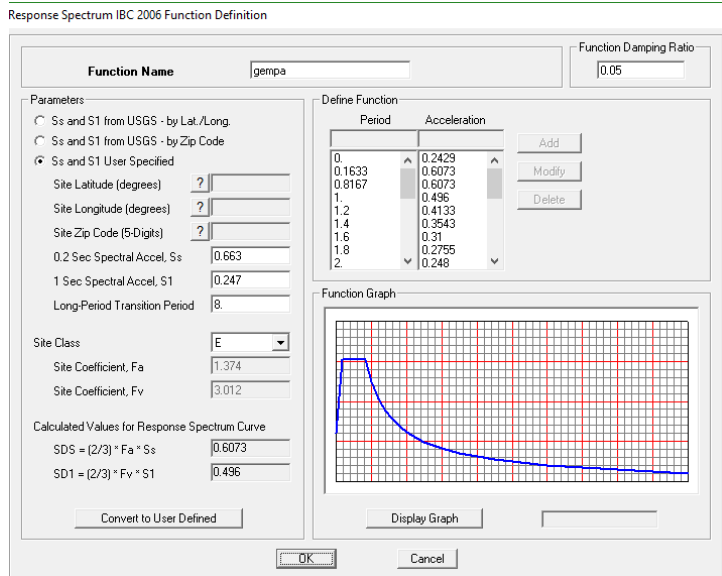
Grafik spektrum respons desain dari parameter-parameter tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.34.



Gambar 4. 34 Grafik Respons Desain Wilayah Surabaya Jenis Tanah SE

Sumber: Desain Spektra Indonesia, 2018

Dalam input beban gempa dinamis dalam SAP2000 dengan menggunakan fungsi response spectrum yang dapat dilihat pada Gambar 4.35.



Gambar 4. 35 Grafik Respon Spektrum Situs E Kota Surabaya

b. Arah Beban Gempa

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah yang tidak dapat diprediksi atau sembarang baik secara bolak-balik dan periodical. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektivitas 30%. Berikut efektivitas pembebanan gempa yang digunakan dalam analisa struktur gedung ini.

- Gempa respons spektrum X
100% efektif untuk arah X dan 30% efektif untuk arah Y.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name <input type="text" value="quake x"/> <input type="button" value="Set Def Name"/>	Notes <input type="button" value="Modify/Show..."/>	Load Case Type Response Spectrum <input type="button" value="Design..."/>																	
Modal Combination <input checked="" type="radio"/> CQC <input type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> Absolute <input type="radio"/> GMC <input type="radio"/> NRC 10 Percent <input type="radio"/> Double Sum GMC f1 <input type="text" value="1"/> GMC f2 <input type="text" value="0"/> Periodic + Rigid Type <input type="button" value="SRSS"/>		Directional Combination <input checked="" type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> Absolute Scale Factor <input type="text"/>																	
Modal Load Case Use Modes from this Modal Load Case <input type="button" value="MODAL"/>																			
Loads Applied <table border="1"> <thead> <tr> <th>Load Type</th> <th>Load Name</th> <th>Function</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>gempa</td> <td>1.962</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>gempa</td> <td>1.962</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U2</td> <td>gempa</td> <td>0.5886</td> </tr> </tbody> </table> <div style="text-align: right;"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </div>				Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Accel	U1	gempa	1.962	Accel	U1	gempa	1.962	Accel	U2	gempa	0.5886
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor																
Accel	U1	gempa	1.962																
Accel	U1	gempa	1.962																
Accel	U2	gempa	0.5886																
<input type="checkbox"/> Show Advanced Load Parameters																			
Other Parameters Modal Damping <input type="text" value="Constant at 0.05"/> <input type="button" value="Modify/Show..."/> <div style="text-align: right;"> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/> </div>																			

Gambar 4. 36 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X

- Gempa respons spektrum Y
100% efektif untuk arah X dan 30% efektif untuk arah Y

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Directional Combination:

☒ SRSS ☐ Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	gempa	1.962
Accel	U2	gempa	1.962
Accel	U1	gempa	0.5886

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Gambar 4. 37 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y

c. Sistem Struktur dalam Analisis Gempa

Berdasarkan Tabel 3.4 yang berisi Faktor Keutamaan gempa (I_e) gedung yang direncanakan ini tergolong kategori risiko I atau II dengan nilai $I_e = 1,0$. Menurut Tabel 6 pada SNI 1726:2016 gedung ini tergolong dalam kategori desain seismik D. Sistem penahan gaya seismik yang digunakan dalam analisa struktur gedung ini adalah Dinding Geser Baja dan Komposit Biasa. Sesuai dengan Tabel 9 SNI 1726:2012 nilai faktor untuk sistem penahan gaya seismik tersebut adalah sebagai berikut.

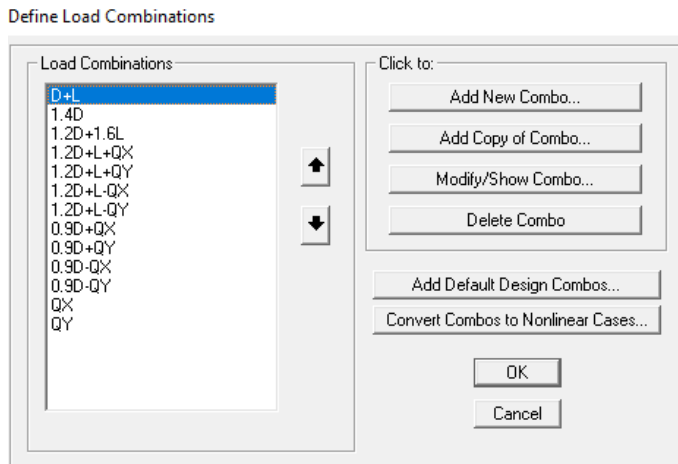
- Koefisien modifikasi respons (R) : 5

- Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) : 3
- Faktor pembesaran defelksi (C_d) : 4,5

d. Kombinasi beban

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1726:2012 atau yang sudah tertulis pada subbab 3.5.5.

Dalam input kombinasi pembebanan dalam SAP2000 dengan menggunakan *define load combination* dapat dilihat pada Gambar 4.38.



Gambar 4. 38 Kombinasi Pembebanan pada SAP2000

4.3.2 Kontrol desain

Hasil akhir dari pemodelan struktur dengan program SAP2000 harus dikontrol terhadap batasan-batasan tertentu sesuai dengan SNI 1726-2015 agar memenuhi kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol-kontrol yang harus dilakukan adalah sebagai berikut.

- Kontrol Beban Gravitasi
- Kontrol Partisipasi Massa

- Kontrol Nilai Akhir Dinamik
- Kontrol Periode Getar Struktur
- Kontrol Batas Simpangan

Dari hasil analisis tersebut juga diambil gaya dalam masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang secara manual.

1. Kontrol Beban Gravitasi

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program SAP2000 untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan SAP2000 dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4. 2Rekapitulasi Beban Gravitasi dari Beban Merata dan Beban Garis

BEBAN MERATA (D+L)	kg/m ²	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Parkiran	741	2160	5	8002800
Pelat Podium	615	2160	1	1328400
Pelat Apartemen	633	1368	15	12989160
Pelat Atap	459	1368	1	627912
Total				22948272
BEBAN GARIS (Dinding)	kg/m	panjang/Lantai (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Parkiran	100	204	5	102000
Podium	0	0	1	0
Apartemen	350	222	16	1243200
Total				1345200

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Beban Gravitasi dari Modular dan Elemen Struktur

MODULAR	berat (kg)	jumlah/lantai	jumlah lantai	Total (kg)
Parkiran	1796.4	33	6	355687.2
Apartemen	1796.4	15	16	431136
Total				786823.2
ELEMEN STRUKTUR	kg/m	Panjang	Jumlah Lantai	Total (kg)
Balkon (WF 300/200)	65.4	165	16	172656
Koridor (250/125)	29.6	20	22	13024
HBE (800x300x16x25)	286	90	22	566280
VBE (700x25)	1890.5	48	22	1996368
kolom podium (600x25)	1232.5	112	6	828240
kolom apartemen (600x25)	1464.5	112	16	2624384
SPSW 2 CM X	628	24	22	331584
SPSW 2 CM Y	628	42	22	580272
Total				7112808

Dari tabel-tabel perhitungan tersebut dapat diperoleh total beban gravitasi yaitu sebesar 32.193.103,20 kg.

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dengan hasil SAP2000 adalah sebagai berikut.

$$32.825.163.53 - 32.193.103,20 = 632,060,33 \text{ kg}$$

Sehingga diperoleh persentase selisihnya.

$$\frac{632,060,33}{32.825.163.53} \times 100\% = 1,93\% < 5\% \text{ (OK)}$$

2. Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil Analisa struktur yang baik, analisis harus dilakukan dengan menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.1.

Pada perhitungan tugas akhir ini digunakan bantuan program SAP2000 untuk mendapatkan hasil dari partisipasi massa seperti pada tabel berikut.

Tabel 4. 4 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 1 - 22

Output Case	Step Num	Period (sec)	SumUX	SumUY
MODAL	1	2.722	0.288	0.000
MODAL	2	2.222	0.288	0.584
MODAL	3	1.751	0.605	0.585
MODAL	4	0.853	0.607	0.594
MODAL	5	0.850	0.607	0.633
MODAL	6	0.845	0.607	0.636
MODAL	7	0.845	0.607	0.639
MODAL	8	0.845	0.607	0.640
MODAL	9	0.845	0.607	0.641
MODAL	10	0.845	0.607	0.641
MODAL	11	0.845	0.607	0.642
MODAL	12	0.837	0.607	0.642
MODAL	13	0.795	0.618	0.644
MODAL	14	0.784	0.618	0.666
MODAL	15	0.766	0.618	0.666
MODAL	16	0.766	0.618	0.667
MODAL	17	0.765	0.618	0.667
MODAL	18	0.764	0.618	0.667
MODAL	19	0.756	0.618	0.667
MODAL	20	0.731	0.618	0.667
MODAL	21	0.727	0.620	0.670
MODAL	22	0.726	0.622	0.672

Tabel 4. 5 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 235 - 46

Output Case	Step Num	Period (sec)	SumUX	SumUY
MODAL	23	0.717	0.622	0.672
MODAL	24	0.700	0.622	0.672
MODAL	25	0.677	0.733	0.673
MODAL	26	0.662	0.733	0.673
MODAL	27	0.648	0.733	0.673
MODAL	28	0.626	0.735	0.673
MODAL	29	0.623	0.735	0.673
MODAL	30	0.608	0.735	0.673
MODAL	31	0.588	0.744	0.673
MODAL	32	0.584	0.745	0.673
MODAL	33	0.571	0.764	0.673
MODAL	34	0.559	0.778	0.673
MODAL	35	0.552	0.778	0.673
MODAL	36	0.533	0.785	0.673
MODAL	37	0.530	0.785	0.684
MODAL	38	0.511	0.786	0.685
MODAL	39	0.504	0.790	0.685
MODAL	40	0.477	0.791	0.685
MODAL	41	0.469	0.792	0.685
MODAL	42	0.446	0.793	0.822
MODAL	43	0.442	0.793	0.833
MODAL	44	0.428	0.798	0.834
MODAL	45	0.413	0.800	0.834
MODAL	46	0.393	0.816	0.834

Tabel 4. 6 Rasio Partisipasi Massa Moda ke 47 - 66

Output Case	Step Num	Period (sec)	SumUX	SumUY
MODAL	47	0.376	0.848	0.834
MODAL	48	0.371	0.866	0.834
MODAL	49	0.346	0.868	0.834
MODAL	50	0.321	0.868	0.834
MODAL	51	0.288	0.895	0.834
MODAL	52	0.255	0.896	0.834
MODAL	53	0.247	0.896	0.846
MODAL	54	0.224	0.896	0.867
MODAL	55	0.219	0.902	0.868
MODAL	56	0.203	0.903	0.910
MODAL	57	0.190	0.939	0.912
MODAL	58	0.168	0.939	0.917
MODAL	59	0.142	0.954	0.917
MODAL	60	0.130	0.954	0.939
MODAL	61	0.113	0.971	0.939
MODAL	62	0.104	0.971	0.955
MODAL	63	0.077	0.987	0.955
MODAL	64	0.073	0.987	0.980
MODAL	65	0.043	0.999	0.980
MODAL	66	0.041	0.999	0.998

Dari tabel diatas didapat partisipasi massa pada moda ke 56 dengan arah X sebesar 90,3% dan partisipasi massa arah Y sebesar 91%. Maka dapat disimpulkan bahwa analisis struktur yang dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

3. Kontrol Periode Getar Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode struktur fundamental harus ditentukan dari rumus sebagai berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Nilai T tersebut adalah batas bawah dari periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas dari periode struktur harus dikalikan dengan koefisien batas yang tergantung berdasarkan nilai S_{D1} . Untuk nilai C_t dan x didapat dari tabel 15 SNI 1726-2012), sedangkan h_n adalah ketinggian total struktur.

$$C_t = 0,0724$$

$$h_n = 88 \text{ m}$$

$$x = 0,8$$

$$\begin{aligned} T_n &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0724 \times (88)^{0,8} \\ &= 2,602 \text{ s} \end{aligned}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,72$ maka didapatkan nilai $C_u = 1,4$.

$$\begin{aligned} T &= T_a \times C_u \\ &= 2,602 \times 1,4 \\ &= 3,643 \text{ s} \end{aligned}$$

Dari Tabel 4.6 diatas, pada moda 1 didapatkan nilai $T = 2,722 \text{ s}$. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari nilai $C_u \times T_a = 3,643 \text{ sec}$. Jadi analisa struktur gedung 88 Avenue masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.

4. Kontrol Nilai Akhir Dinamik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respon statik. Gaya geser statik dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$V = W \times C_s$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,607}{5/1} = 0,1214$$

Nilai C_s tidak boleh melebihi dari:

$$C_{smax} = \frac{S_{D1}}{T(\frac{R}{I})} = \frac{0,496}{3,643(\frac{5}{1})} = 0,0272$$

Nilai C_s tidak boleh lebih kecil dari:

$$\begin{aligned} V &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 \end{aligned}$$

Nilai C_s yang memenuhi syarat yaitu 0,0272.

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total dari struktur gedung 88 Avenue dalam Tabel 4.7 berikut.

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Gaya Geser Dasar

Kombinasi Beban	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
D+L	8.16E-08	0.00000236	32825163.53
1.4D	9.859E-08	0.000002172	29716348.95
1.2D+1.6L	1.024E-07	0.000003156	44029876.24
1.2D+L+QX	503932.05	201223.42	37074404.16
1.2D+L+QX	-503932.05	-201223.42	37066308.32
1.2D+L+QY	154756.01	661701.44	37082219.36
1.2D+L+QY	-154756.01	-661701.44	37058493.12

Tabel 4. 8 Lanjutan Rekapitulasi Gaya Geser Dasar

Kombinasi Beban	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
1.2D+L-QX	503932.05	201223.42	37074404.16
1.2D+L-QX	-503932.05	-201223.42	37066308.32
1.2D+L-QY	154756.01	661701.44	37082219.36
1.2D+L-QY	-154756.01	-661701.44	37058493.12
0.9D+QX	503932.05	201223.42	19107415.1
0.9D+QX	-503932.05	-201223.42	19099319.26
0.9D+QY	154756.01	661701.44	19115230.3
0.9D+QY	-154756.01	-661701.44	19091504.06
0.9D-QX	503932.05	201223.42	19107415.1
0.9D-QX	-503932.05	-201223.42	19099319.26
0.9D-QY	154756.01	661701.44	19115230.3
0.9D-QY	-154756.01	-661701.44	19091504.06

Dari Tabel 4.8 di atas didapat berat total struktur (W) adalah 32.825.163,53 kgf.

$$\begin{aligned}
 V_{statik} &= W \times C_s \\
 &= 32.825.163,53 \times 0,0272 \\
 &= 892.844,45 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) seperti pada Tabel 4.9.

Tabel 4. 9 Gaya geser dasar akibat gempa

Load Case	FX (kgf)	FY (kgf)
QX	503.932,05	201.223,42
QY	154.756,01	661.701,44

Kontrol nilai respons spektrum:

– Arah X

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\ 503.932,05 &\geq 85\% \times 892.844,45 \\ 503.932,05 &\geq 758.917,78 \text{ (NOT OK)} \end{aligned}$$

– Arah Y

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\ 661.701,44 &\geq 85\% \times 892.844,45 \\ 661.701,44 &\geq 758.917,78 \text{ (NOT OK)} \end{aligned}$$

Dari kontrol diatas, analisis struktur gedung pada arah X dan arah Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon spektrum, sehingga menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.2 harus dilakukan pembesaran nilai pada simpangan antar lantai (pada kontrol *drift*) dengan faktor skala sebesar $0,85 \frac{C_s \times W}{V}$.

Faktor skala arah X

$$= 0,85 \frac{C_s \times W}{V} = 0,85 \frac{0,0272 \times 32.825.163,53}{503.932,05} = 1,51$$

Faktor skala arah Y

$$= 0,85 \frac{C_s \times W}{V} = 0,85 \frac{0,0272 \times 32.825.163,53}{661.701,44} = 1,15$$

5. Kontrol Batas Simpangan

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik di atas dan di bawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Menurut SNI

1726:2012 pasal 7.8.6, defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Keterangan:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4,5)

I_e = faktor keutamaan gedung (1)

Dari tabel 16 SNI 1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah sebagai berikut.

$$\Delta_a = 0,02 \times h_{sx}$$

Di mana h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x.

Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah:

$$\Delta_a = 0,02 \times 4.000 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu ditampilkan pada tabel-tabel berikut.

Tabel 4. 10 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X
Lantai 14 – 22

Lantai	Δ_x (m)	$\delta_2 - \delta_1$ (m)	δ_x (mm)	Δ_a (mm)	Ket.
Atap	0.0998	0.0048	21.60	80	OK
21	0.0950	0.0051	22.90	80	OK
20	0.0900	0.0052	23.51	80	OK
19	0.0847	0.0053	23.95	80	OK
18	0.0794	0.0054	24.37	80	OK
17	0.0740	0.0055	24.74	80	OK

Tabel 4. 11 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X
Lantai 1 – 13

Lantai	Δ_x (m)	$\delta_2 - \delta_1$ (m)	δ_x (mm)	Δa (mm)	Ket.
16	0.0685	0.0056	25.02	80	OK
15	0.0629	0.0056	25.19	80	OK
14	0.0573	0.0056	25.22	80	OK
13	0.0517	0.0056	25.09	80	OK
12	0.0462	0.0055	24.79	80	OK
11	0.0406	0.0054	24.28	80	OK
10	0.0353	0.0052	23.56	80	OK
9	0.0300	0.0050	22.62	80	OK
8	0.0250	0.0048	21.44	80	OK
7	0.0202	0.0044	19.87	80	OK
6	0.0158	0.0039	17.74	80	OK
5	0.0119	0.0035	15.90	80	OK
4	0.0083	0.0031	13.74	80	OK
3	0.0053	0.0025	11.26	80	OK
2	0.0028	0.0019	8.50	80	OK
1	0.0009	0.0009	4.01	80	OK

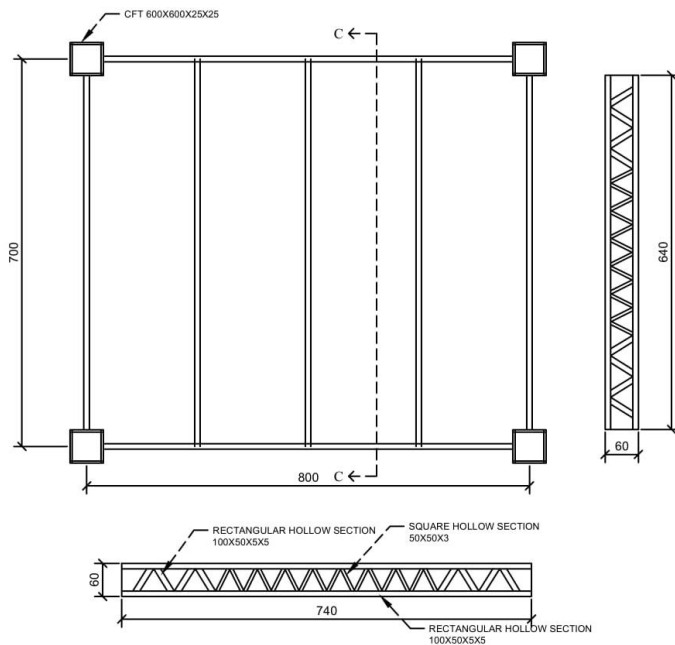
Tabel 4. 12 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y
Lantai 1 – 22

Lantai	Δ_x (m)	$\delta_2 - \delta_1$ (m)	δ_x (mm)	Δa (mm)	Ket.
Atap	0.1016	0.0054	24.30	80	OK
21	0.0962	0.0055	24.85	80	OK
20	0.0907	0.0056	25.10	80	OK
19	0.0851	0.0056	25.41	80	OK
18	0.0795	0.0057	25.68	80	OK
17	0.0738	0.0058	25.90	80	OK
16	0.0680	0.0058	26.02	80	OK
15	0.0622	0.0058	26.04	80	OK
14	0.0564	0.0058	25.92	80	OK
13	0.0507	0.0057	25.64	80	OK
12	0.0450	0.0056	25.18	80	OK
11	0.0394	0.0054	24.52	80	OK
10	0.0339	0.0053	23.64	80	OK
9	0.0287	0.0050	22.54	80	OK
8	0.0237	0.0047	21.18	80	OK
7	0.0190	0.0043	19.47	80	OK
6	0.0146	0.0039	17.42	80	OK
5	0.0108	0.0034	15.27	80	OK
4	0.0074	0.0028	12.82	80	OK
3	0.0045	0.0022	10.04	80	OK
2	0.0023	0.0016	7.01	80	OK
1	0.0007	0.0007	3.34	80	OK

Maka, dari hasil kontrol simpangan pada Tabel 4.10 sampai Tabel 4.12 simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

4.4 Perencanaan Struktur Primer

4.4.1 Lantai Modular



Gambar 4. 39 Lantai Modular

Dalam perencanaan ini balok-balok dirangkai menjadi satu-kesatuan modular. Balok yang digunakan berupa balok rangka batang. Dalam lantai modular ini direncanakan tiga jenis balok sesuai dengan letaknya, yaitu balok utama tepi, balok utama tengah, dan balok anak. Balok utama tepi yaitu balok utama yang terletak di tepi bangunan. Balok utama tengah yaitu balok utama

yang berbatasan dengan lantai modular sebelahny. Sedangkan balok anak terletak di tengah lantai modular.

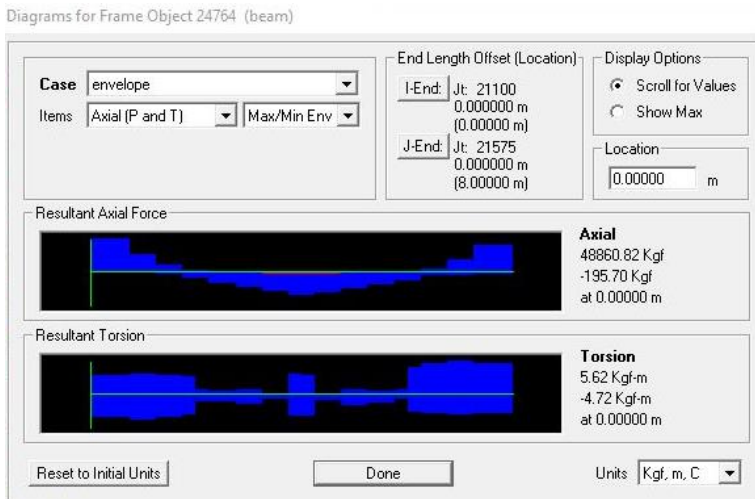
1. Balok Utama

Sebagai contoh, direncanakan balok utama tengah yang terletak di lantai 5 koordinat CD-2.

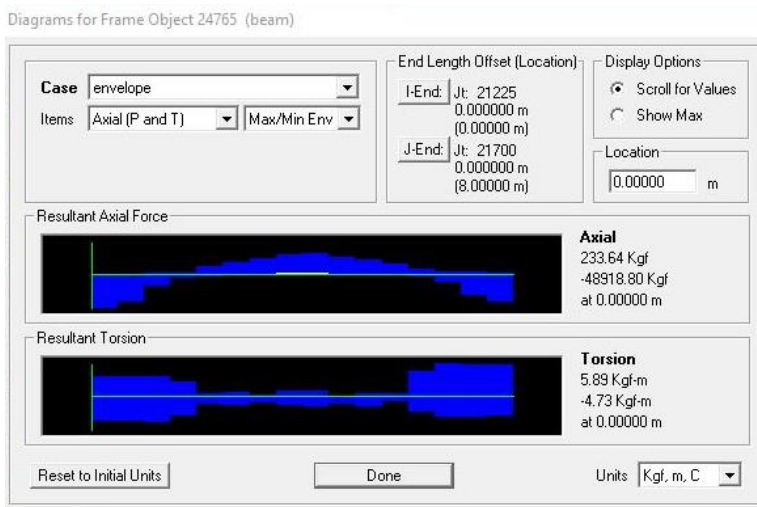
Balok utama tengah direncanakan dengan menggunakan double box 100x50x5x5 mutu BJ-41 dengan keterangan sebagai berikut.

$d = 100 \text{ mm}$	$i_x = 3,48 \text{ cm}$
$b = 50 \text{ mm}$	$i_y = 1,99 \text{ cm}$
$t = 5 \text{ mm}$	$E = 200.000 \text{ MPa}$
$A_g = 13,7 \text{ cm}^2$	$f_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$
$I_x = 167 \text{ cm}^4$	$f_u = 4.100 \text{ kg/cm}^2$

Kombinasi beban yang digunakan yaitu Envelope sehingga gaya dalam aksial yang terjadi dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 4.40 dan Gambar 4.41.



Gambar 4. 40 Gaya aksial balok utama tengah bagian atas



Gambar 4. 41 Gaya aksial balok utama tengah bagian bawah

Dari hasil analisa struktur SAP2000 tersebut dapat diperoleh gaya aksial maksimum yang terjadi pada balok utama tengah bagian atas dan bawah.

$$P_u \text{ tarik} = 48.860,82 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tekan} = 48.918,80 \text{ kg}$$

Pada balok utama tengah bagian bawah terjadi gaya tarik di tengah bentang, sehingga perlu dicek kelangsingannya.

Syarat kelangsingan untuk struktur utama

$$\lambda_{\max} \leq 240$$

$$\frac{L}{i} \leq 240$$

$$\frac{450}{1,99} \leq 240$$

$$226 \leq 240 \text{ (OK)}$$

a. Analisa batang Tarik

Kuat leleh pada penampang bruto

$$\phi P_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 0,9 \times 2.500 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2$$

$$= 61.650 \text{ kg}$$

Kuat putus pada penampang neto.

$$A_n = A_g = 13,7 \text{ cm}^2$$

$$U = 1$$

$$A_e = A_n \cdot U = 13,7 \text{ cm}^2 \times 1 = 13,7 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \cdot F_u \cdot A_e$$

$$= 0,75 \times 4.100 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2$$

$$= 84.255 \text{ kg}$$

Maka ditentukan $\phi P_n = 61.650 \text{ kg}$.

Cek kemampuan Penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$61.650 \text{ kg} \geq 48.860,82 \text{ kg}$$

(OK)

b. Analisa batang tekan

Kuat tekan nominal

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ Mpa}}} = 133,218$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 500 \text{ mm}}{19,9 \text{ mm}} = 25,125 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right].$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 200.000}{\left(\frac{1 \times 500}{19,9}\right)^2} = 3.123,6 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0,658^{\frac{250}{3.123,6}} \right] \times 250 = 241,764 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 0,9 \times 2.417,64 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2$$

$$= 59.618,99 \text{ kg}$$

Cek kemampuan Penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$59.618,99 \text{ kg} \geq 48.918,80 \text{ kg (OK)}$$

c. Gaya dalam yang terjadi akibat faktor pembesaran defleksi
 Pada perhitungan defleksi yang terjadi dalam analisa struktur, defleksi yang terjadi perlu dikalikan faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk mencapai keadaan batas yang diharapkan. Karena defleksi berbanding lurus dengan gaya-gaya dalam yang terjadi, maka gaya-gaya dalam tersebut perlu dikalikan juga dengan faktor pembesaran defleksi (C_d) tersebut sehingga kontrol kapasitas elemen dapat dilakukan.

Tabel 4. 13 Gaya dalam elemen akibat pembesaran defleksi

Arah Beban Lateral	Gaya dalam akibat Q		Gaya dalam setelah dikali C_d (kg)
X	P_u (kg)	5.080,01	22.860,05
Y	P_u (kg)	1.806,44	8.128,98

Tabel 4. 14 Gaya dalam akibat pembesaran defleksi dan beban hidup dan beban mati

Arah Beban Lateral	Gaya dalam setelah dikali C_d		Gaya dalam akibat $1,2D+0,5L$ (kg)	$1,2D+0,5L+Q$ (kg)
X	P_u (kg)	22.860,05	22.216,22	45.076,27
Y	P_u (kg)	8.128,98	22.216,22	30.345,2

Tabel 4. 15 Kontrol Elemen Bukan Pemikul Beban Gempa

Arah Beban Lateral	1,2D+0,5L+Q (kg)		Kapasitas elemen (kg)		Keterangan
X	Pu (kg)	45.076,27	ϕP_n (kg)	59.618,99	OK
Y	Pu (kg)	30.345,2	ϕP_n (kg)	59.618,99	OK

Dari tabel perhitungan tersebut dapat disimpulkan bahwa pada saat terjadi gempa, elemen yang ditinjau tidak akan mengalami pelelehan.

2. Truss pinggir

Truss pinggir direncanakan dengan menggunakan 100x50x5x5 mutu BJ-41 dengan keterangan sebagai berikut.

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$r = 1,99 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$t = 5 \text{ mm}$$

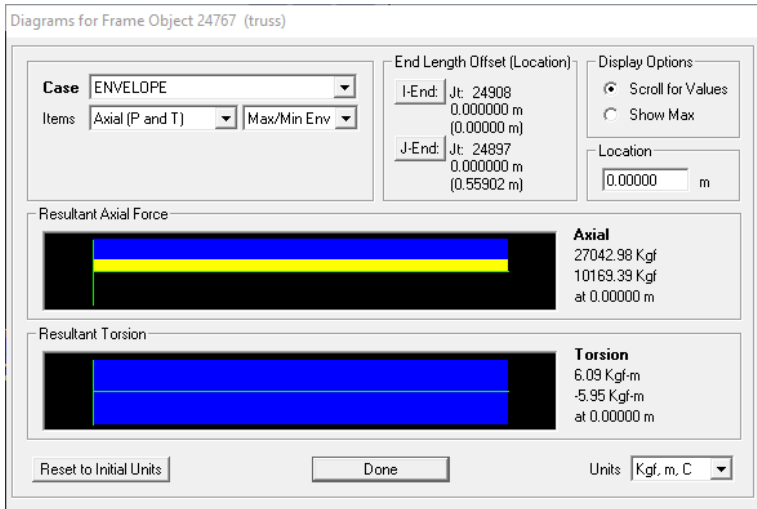
$$f_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 13,7 \text{ cm}^2$$

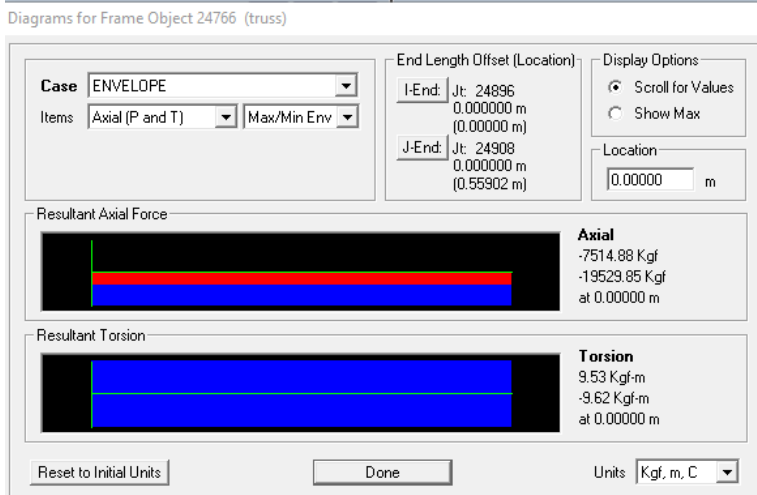
$$f_u = 4.100 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 167 \text{ cm}^4$$

Kombinasi beban yang digunakan yaitu Envelope sehingga gaya dalam aksial yang terjadi dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 4.42 dan Gambar 4.43.



Gambar 4. 42 Gaya aksial tarik truss pinggir



Gambar 4. 43 Gaya aksial tekan truss tarik

Dari hasil analisa struktur SAP2000 tersebut dapat diperoleh gaya aksial maksimum yang terjadi pada truss pinggir.

$$P_u \text{ tarik} = 27.042,98 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tekan} = 19.529,85 \text{ kg}$$

a. Analisa batang Tarik

Kuat leleh pada penampang bruto

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.500 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2 \\ &= 61.650 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat putus pada penampang neto.

$$A_n = A_g = 13,7 \text{ cm}^2$$

$$U = 1$$

$$A_e = A_n \cdot U = 13,7 \text{ cm}^2 \times 1 = 13,7 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \cdot F_u \cdot A_e \\ &= 0,75 \times 4.100 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2 \\ &= 84.255 \text{ kg}\end{aligned}$$

Maka ditentukan $\phi P_n = 61.650 \text{ kg}$.

Cek kemampuan Penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$61.650 \text{ kg} \geq 27.042,98 \text{ kg (OK)}$$

b. Analisa batang tekan

Kuat tekan nominal

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,218$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 500 \text{ mm}}{19,9 \text{ mm}} = 25,125 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{3,14^2 \times 200.000}{\left(\frac{1 \times 500}{19,9} \right)^2} = 3.123,6 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0,658^{\frac{250}{3.123,6}} \right] \times 250 = 241,764 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.417,64 \text{ kg/cm}^2 \times 13,7 \text{ cm}^2 \times 2 \\ &= 59.618,99 \text{ kg}\end{aligned}$$

Cek kemampuan Penampang

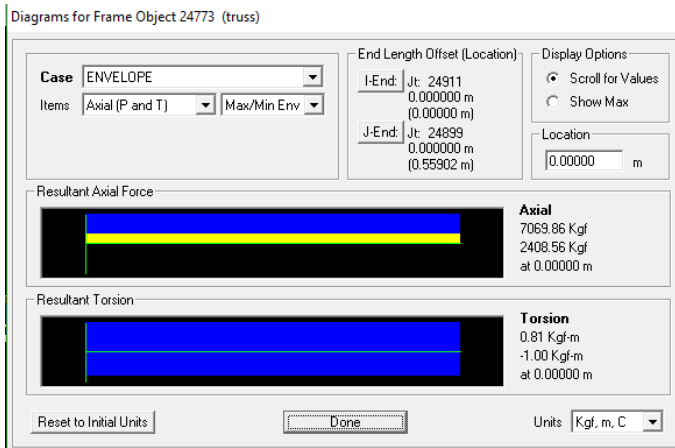
$$\begin{aligned}\phi P_n &\geq P_u \\ 59.618,99 \text{ kg} &\geq 19.529,85 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

3. Truss tengah

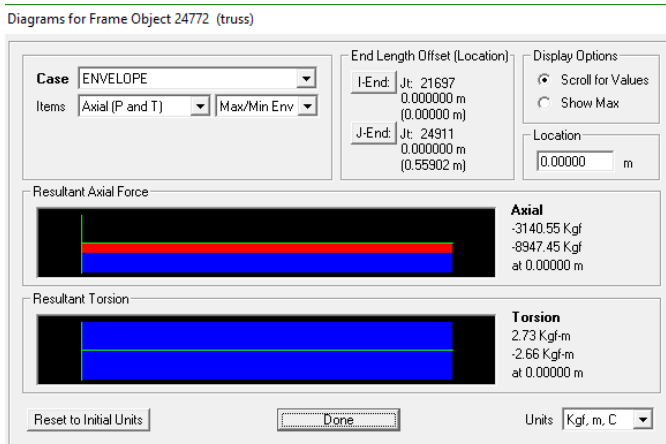
Truss pinggir direncanakan dengan menggunakan 100x50x5x5 mutu BJ-41 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}d &= 50 \text{ mm} & r &= 1,9 \text{ cm} \\ b &= 50 \text{ mm} & E &= 200.000 \text{ MPa} \\ t &= 3 \text{ mm} & f_y &= 2.500 \text{ kg/cm}^2 \\ A_g &= 5,41 \text{ cm}^2 & f_u &= 4.100 \text{ kg/cm}^2 \\ I &= 19,5 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Kombinasi beban yang digunakan yaitu Envelope sehingga gaya dalam aksial yang terjadi dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 4.44 dan Gambar 4.45.



Gambar 4. 44 Gaya aksial tarik truss pinggir



Gambar 4. 45 Gaya aksial tekan truss tarik

Dari hasil analisa struktur SAP2000 tersebut dapat diperoleh gaya aksial maksimum yang terjadi pada truss pinggir.

$$P_u \text{ tarik} = 7.069,86 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tekan} = 8.947,45 \text{ kg}$$

a. Analisa batang Tarik

Kuat leleh pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.500 \text{ kg/cm}^2 \times 5,41 \text{ cm}^2 \\ &= 12.172,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat putus pada penampang neto.

$$\begin{aligned} A_n &= A_g = 5,41 \text{ cm}^2 \\ U &= 1 \\ A_e &= A_n \cdot U = 5,41 \text{ cm}^2 \times 1 = 5,41 \text{ cm}^2 \\ \phi P_n &= \phi \cdot F_u \cdot A_e \\ &= 0,75 \times 4.100 \text{ kg/cm}^2 \times 5,41 \text{ cm}^2 \\ &= 16.635,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka ditentukan $\phi P_n = 12.172,5 \text{ kg}$.

Cek kemampuan Penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$12.172,5 \text{ kg} \geq 12.172,5 \text{ kg (OK)}$$

b. Analisa batang tekan

Kuat tekan nominal

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ Mpa}}} = 133,218$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 500 \text{ mm}}{19,9 \text{ mm}} = 25,125 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 200.000}{\left(\frac{1 \times 500}{19}\right)^2} = 2.847,45 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0,658^{\frac{250}{2.847,45}} \right] \times 250 = 240,98 \text{ Mpa}$$

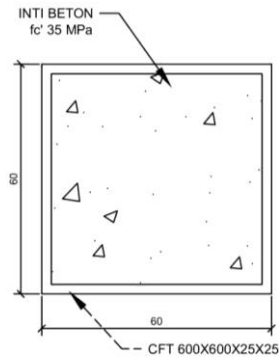
$$\begin{aligned} \phi P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.409,8 \text{ kg/cm}^2 \times 5,41 \text{ cm}^2 \\ &= 11.733,31 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek kemampuan Penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$11.733,31 \text{ kg} \geq 19.529,85 \text{ kg (OK)}$$

4.4.2 Kolom



Gambar 4. 46 Penampang Kolom

Dalam perencanaan ini digunakan kolom komposit berupa Concrete Filled Tube (CFT). Sebagai contoh, direncanakan kolom podium yang terletak di lantai 1. Kolom podium direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT berupa profil HSS 600×600×25×25 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 h &= 600 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 t &= 25 \text{ mm} \\
 R &= 25 \text{ mm} \\
 i_x &= 23,4 \text{ cm} \\
 i_y &= 23,4 \text{ cm} \\
 A_s &= 568 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 311100 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 311100 \text{ cm}^4 \\
 Z_x &= 10370 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 10370 \text{ cm}^3 \\
 f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
 A_c &= 3.032 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis SAP2000 pada kolom podium lantai 1 diperoleh gaya dalam yang bekerja sebagai berikut.

$$P_u = 1.324.139,68 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 5.061,72 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 12.971,64 \text{ kgm}$$

a. Kuat nominal tekan kolom komposit.

Kontrol luas penampang minimum profil baja.

$$\frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% = \frac{568 \text{ cm}^2}{568 \text{ cm}^2 + 3032 \text{ cm}^2} \times 100\% = 15,78\% > 4\% \text{ (OK)}$$

Kontrol tebal minimum penampang persegi.

$$\begin{aligned} t_{min} &= b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \\ &= 600 \times \sqrt{\frac{250 \text{ MPa}}{3 \times 200.000 \text{ MPa}}} \\ &= 12,25 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Cek mutu profil baja.

$$f_y < 380 \text{ MPa}$$

$$250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa (OK)}$$

Cek mutu beton inti.

$$21 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ MPa}$$

$$21 \text{ Mpa} < 35 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol penampang kompak.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{600}{2(25)} = 12$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63,92$$

$\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak.

Sehingga kekuatan nominal tekan dihitung sebagai berikut.

$$P_{no} = P_p$$

$$\begin{aligned} P_p &= f_y \cdot A_s + C_2 \cdot f_c' \left(A_c + \frac{A_{sr} \cdot E_s}{E_c} \right) \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 568 \text{ cm}^2 + 0,85 \times 350 \text{ kg/cm}^2 (3.032 \text{ cm}^2 + 0) \\ &= 2.322.020 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_p = P_{no} = 2.322.020 \text{ kg} > P_u = 1.316.715,85 \text{ kg (OK)}$$

b. Momen Nominal Kolom

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{600}{2(25)} = 12$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 31,68$$

$\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= \phi f_y \cdot Z_x \\ &= 0,9 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 10370 \text{ cm}^3 \\ &= 23.332.500 \text{ kgcm} \\ &= 233.325 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p = 259.250 \text{ kgm} > M_u = 25.922,59 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral.

Panjang terkekang adalah selisih antara tinggi kolom dan tinggi balok.

$$L_b = 400 \text{ cm} - 50 \text{ cm} = 350 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 23,4 \times \sqrt{\frac{2.000.000 \text{ kg/cm}^2}{2500 \text{ kg/cm}^2}} \\ &= 1.164,86 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_b < L_p$ maka termasuk bentang pendek.

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 10370 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 25.925.000 \text{ kgcm} \\
 &= 259.250 \text{ kgm} \\
 M_n &= M_p = 259.250 \text{ kgm} > M_u = 25.922,59 \text{ kgm (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Kekuatan Lentur dan Aksial Orde Kedua

$$\begin{aligned}
 P_{nt} &= 1.324.139,68 \text{ kg} \\
 M_{nt} &= 12.971,64 \text{ kgm} \\
 M_1 &= 973,65 \text{ kgm} \\
 M_2 &= 2.888,67 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan arah Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$M_r = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt}$$

dengan

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \left(- \frac{973,65}{2.888,67} \right) = 0,7348$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 311100}{(1 \times 400)^2} = 38.341.519,5 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}}$$

Arah sumbu X

$$\begin{aligned}
 P_{lt} &= 25.891,57 \text{ kg} \\
 M_{lt} &= 5.148,13 \text{ kgm} \\
 P_{story} &= 1.001.584,92 \text{ kg} \\
 P_{estory} &= 35.152.108,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.001.584,92}{35.152.108,4}} = 1,03 > 1,0$$

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \\
 &= 1.324.139,68 \text{ kg} + 1,03 \times 25.891,57 \text{ kg} \\
 &= 1.350.808 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$B_l = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,7348}{1 - \frac{1 \times 1.350.808}{38.341.519,5}} = 0.7616 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \\ &= 1 \times 12.971,64 \text{ kgm} + 1,03 \times 5.148,13 \text{ kgm} \\ &= 18.274,21 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Arah sumbu Y

$$P_{lt} = 38.407,88 \text{ kg}$$

$$M_{lt} = 9.507,25 \text{ kgm}$$

$$P_{story} = 946.927,49 \text{ kg}$$

$$P_{estory} = 34.140.934,6 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{946.927,49}{34.140.934,6}} = 1,03 > 1,0$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \\ &= 1.324.139,68 \text{ kg} + 1,03 \times 38.407,88 \text{ kg} \\ &= 1.363.699,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B_l = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,7348}{1 - \frac{1 \times 1.350.808}{38.341.519,5}} = 0.7616 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \\ &= 1 \times 12.971,64 \text{ kgm} + 1,03 \times 9.507,25 \text{ kgm} \\ &= 22.764,11 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Kontrol Interaksi Aksial – Momen

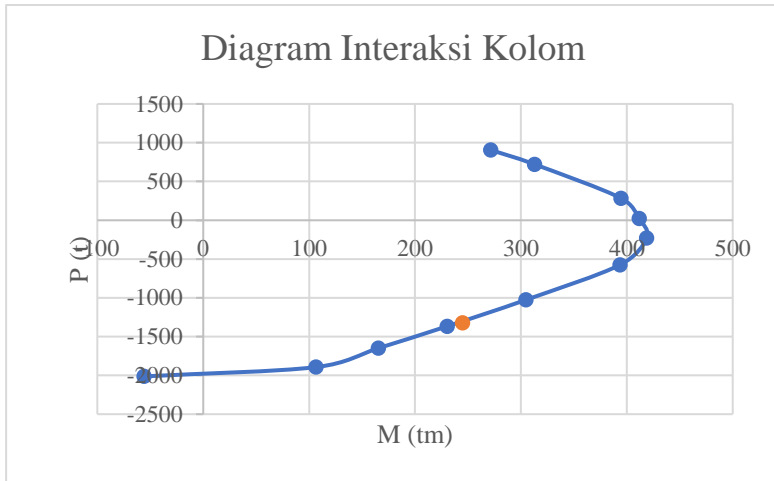
Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai P_r dan $P_c = P_{no}$.

$$\frac{P_r}{\phi P_c} = \frac{1.363.699,8}{0,9 \times 2.322.020} = 0,6525 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) &\leq 1,0 \\ 0,6525 + \frac{8}{9} \left(\frac{18.274,21}{233.325} + \frac{22.764,11}{233.325} \right) &\leq 1,0 \\ 0,8088 &\leq 1,0 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari SAP2000, diperoleh diagram interaksi kolom untuk CFT 600×600×25×25 sebagai berikut.



Gambar 4. 47 Diagram Interaksi Kolom CFT 600×600×25×25

Untuk $P_u = 1.324.139,68$ kg, diperoleh kapasitas momen sebesar 245.000 kgm, sehingga kontrol *strong column - weak beam* dapat dihitung sebagai berikut.

$$\frac{\phi M_{pc}}{\phi M_{pb}} = \frac{0,9 \times 245.000}{4 \times 0,9 \times 84.255} = 1,79 > 1,1 \text{ (strong column - weak beam)}$$

e. Kontrol Elemen Bukan Pemikul Beban Gempa

Pada perhitungan defleksi yang terjadi dalam analisa struktur, defleksi yang terjadi perlu dikalikan faktor pembesaran defleksi (C_d) unkontrotuk mencapai keadaan batas yang diharapkan. Karena defleksi berbanding lurus dengan gaya-gaya dalam yang terjadi, maka gaya-gaya dalam tersebut perlu dikalikan juga dengan faktor pembesaran defleksi (C_d) tersebut sehingga kontrol kapasitas elemen dapat dilakukan.

Tabel 4. 16 Gaya dalam elemen akibat pembesaran defleksi

Arah Beban Lateral	Gaya dalam akibat Q		Gaya dalam setelah dikali C_d (kg)
X	Pu (kg)	25.891,57	116.512,07
	Mu (kgm)	9.507,25	42.782,63
Y	Pu (kg)	38.407,88	172.835,46
	Mu (kgm)	7.368,44	33.157,98

Tabel 4. 17 Gaya dalam akibat pembesaran defleksi dan beban hidup dan beban mati

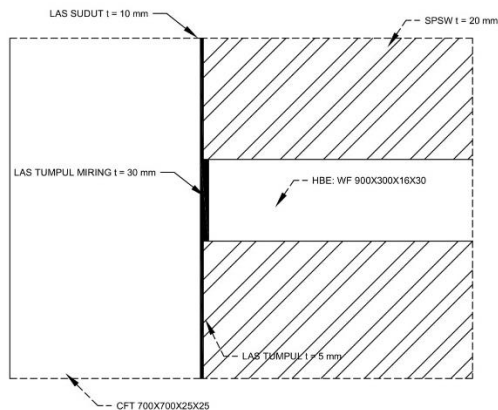
Arah Beban Lateral	Gaya dalam setelah dikali C_d		Gaya dalam akibat $1,2D+0,5L$ (kg)	$1,2D+0,5L+Q$ (kg)
X	Pu (kg)	116.512,07	906.941,17	1.023.453,24
	Mu (kgm)	42.782,63	2.049,59	44.832,22
Y	Pu (kg)	172.835,46	906.941,17	1.079.776,63
	Mu (kgm)	33.157,98	2.049,59	35.207,57

Tabel 4. 18 Kontrol kapasitas elemen bukan pemikul beban gempa

Arah Beban Lateral	1,2D+0,5L+Q (kg)		Kapasitas elemen (kg)		Keterangan
X	Pu (kg)	1.023.453,24	$\emptyset P_n$ (kg)	2.089.818	OK
	Mu (kgm)	44.832,22	$\emptyset M_n$ (kgm)	233.325	OK
Y	Pu (kg)	1.079.776,63	$\emptyset P_n$ (kg)	2.089.818	OK
	Mu (kgm)	35.207,57	$\emptyset M_n$ (kgm)	233.325	OK

Dari tabel perhitungan tersebut dapat disimpulkan bahwa pada saat terjadi gempa, elemen yang ditinjau tidak akan mengalami pelelehan.

4.4.3 SPSW



Gambar 4. 48 SPSW dengan elemen HBE dan VBE

a. Desain pelat dinding geser baja (SPSW)

Dalam perencanaan ini terdapat dua jenis dinding geser yaitu dipasang pada arah X dan arah Y. Berikut contoh perhitungan perencanaan dinding geser paling bawah arah X pada koordinat HI-2.

$$V_u = 109.848,09 \text{ kg}$$

SPSW direncanakan menggunakan pelat baja mutu BJ-41 setebal mm.

$$f_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4.100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dimensi SPSW} = 8 \text{ m} \times 4 \text{ m}$$

- Tebal dinding geser

Asumsi sudut tarik SPSW 30° dari VBE.

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

$$109.848,09 = 0,9 \times 0,42 \times 2500 \times t_w \times 730 \times \sin (2 \times 30^\circ)$$

$$t_w = 0,1839 \text{ cm}$$

$$\text{Digunakan } t_w = 2,0 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

- Sudut tarik sesuai ketebalan SPSW

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2Ac}}{1 + t \cdot h s \cdot \left(\frac{1}{Ab} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{2,0 \times 730}{2 \times 668}}{1 + 0,3 \times 400 \left(\frac{1}{307,6} + \frac{400^3}{360 \times 119.300 \times 730} \right)}}$$

$$\alpha = 52^\circ$$

α memenuhi syarat $30^\circ < \alpha < 55^\circ$.

- Kekuatan geser aktual SPSW

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

$$= 0,9 \times 0,42 \times 2500 \times 2 \times 730 \times \sin (2 \times 52^\circ)$$

$$= 1.338.717,01 \text{ kg} > V_u = 109.848,09 \text{ kg (OK)}$$

b. Kontrol desain balok (HBE)

Balok HBE yang digunakan untuk dinding geser direncanakan menggunakan profil WF 900×300×16×30 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{array}{lll}
 A & = 364 \text{ cm}^2 & r & = 28 \text{ mm} & h_w & = d-2(tf+r) \\
 d & = 912 \text{ mm} & Z_x & = 12.221 \text{ cm}^3 & & = 912-2(34+28) \\
 bf & = 302 \text{ mm} & i_y & = 6,56 \text{ cm} & & = 692 \\
 tw & = 18 \text{ mm} & I_x & = 498.000 \text{ cm}^4 & & \\
 tf & = 34 \text{ mm} & I_y & = 15.700 \text{ cm}^4 & &
 \end{array}$$

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari SPSW.

1. Momen pada HBE akibat SPSW

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai q_u .

$$\begin{aligned}
 q_u &= R_y \cdot f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2) \\
 &= 1,5 \times 2500 (2 \times \cos^2 (35,49^\circ) - 2 \times \cos^2 (35,49^\circ)) \\
 &= 0 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $q_u = 0 \text{ kg/cm}^2$ maka $M_u = 0 \text{ kgm}$.

Momen akibat SPSW tersebut perlu ditambahkan dengan momen akibat beban gravitasi (kombinasi beban 1,2D+1,6L).

$$M_u = 0 + 14.103 \text{ kgm} = 14.103 \text{ kgm}$$

2. Gaya aksial pada HBE akibat SPSW

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)}$$

$$\begin{aligned}
 P_{HBE(VBE)} &= \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times (\sin^2(52^\circ) \times 2 \times 320) \\
 &= 745.153,14 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{HBE(WEB)} &= \frac{1}{2} R_y f_y [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] L_{cf} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2.500 \times [0] \times 730 \\
 &= 0 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Nilai $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] = 0$ karena dimensi SPSW lantai 1 dan atasnya sama.

Sehingga, nilai P_{HBE} pada HBE akibat distribusi gaya dari SPSW adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{HBE} &= P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)} \\ &= 745.153,14 \text{ kg} + \frac{1}{2} (0) \\ &= 745.153,14 \text{ kg (tekan)} \end{aligned}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua.

$$\begin{aligned} B_1 &= \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \\ C_m &= 1 \\ KL &= 1 \times 800 = 800 \text{ cm} \\ P_{e1} &= \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 339000}{(800)^2} = 10.445.013,75 \text{ kg} \\ B_1 &= \frac{1}{1 - \frac{1 \times 1.490.306,28}{10.445.013,75}} = 1,166 \geq 1 \end{aligned}$$

Karena nilai $B_1 = 1,166$, maka faktor pembesaran momen digunakan dalam perhitungan berikut.

$$\begin{aligned} P_r &= P_u = 1.490.306,28 \text{ kg} \\ M_r &= B_1.M_{nt} + B_2.M_{lt} \\ &= 1,166 \times 14.103 \\ &= 16.450,12 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3. Gaya geser pada HBE akibat SPSW

Gaya geser pada HBE dihitung menggunakan rumus berikut.

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok M_{pr} dihitung berdasarkan V_u balok yang telah diperlemah (*strength reduce*). Perlemahan diasumsikan $\frac{2}{3}$ dari modulus penampang plastik balok.

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1.R_y.f_y.Z_{RBS} \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2.500 \times \frac{2}{3} \times 9.287 \\ &= 25.539.250 \text{ kgcm} \\ &= 255.392,5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya aksial HBE pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$\begin{aligned}
 P_y &= f_y \cdot A_g \\
 &= 2.500 \times 307,6 \\
 &= 769.000 \text{ kg} \\
 \frac{P_u}{P_y} &= \frac{151.672,91}{769000} = 0,2 \geq 0,2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_y} \right] \\
 &= \frac{9}{8} (255.392,5) \left[1 - \frac{151.672,91}{769000} \right] \\
 &= 229.853,25 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Nilai V_{ug} didapatkan dari besar gaya geser yang dihasilkan dari program SAP2000 akibat beban gravitasi.

$$V_{ug} = 8.579,57 \text{ kg}$$

Sehingga nilai geser pada HBE akibat SPSW adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug} \\
 &= \frac{2 \times 229.853,25}{7,3} + 8.579,57 \\
 &= 71.553,06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol gaya lentur

Kontrol penampang terhadap tekuk local

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2(30)} = 5,03$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10,74$$

$\lambda \leq \lambda_p$ maka penampang sayap kompak.

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106,35$$

$\lambda \leq \lambda_p$ maka penampang badan kompak.

Mencari besar momen nominal.

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2.500 \times 9.287 \\ &= 23.217.500 \text{ kgcm} \\ &= 232.175 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 232.175 \\ &= 20.895,75 \text{ kgm} > M_u = 16.450,12 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

Pada balok HBE direncanakan pengaku (stiffener) setiap jarak 150 cm, sehingga $L_b = 150 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 6,7 \times \sqrt{\frac{2.000.000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \\ &= 333,52 \text{ cm} \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_p$ maka bentang pendek.

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2.500 \text{ kg/cm}^2 \times 9.287 \text{ cm}^3 \\ &= 23.217.500 \text{ kgcm} \\ &= 232.175 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 232.175 \\ &= 208.957,5 \text{ kgm} > M_u = 16.450,12 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

5. Kontrol geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25 \leq 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} = 1,10 \sqrt{5 \times \frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ Mpa}}} = 69,57 \geq \lambda$$

sehingga $C_v = 1$, maka

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 119,68 \times 1 \\ &= 179.520 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 179.520 \\ &= 161.568 \text{ kg} > V_u = 71.553,06 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

6. Kontrol aksial

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$k_c = 1$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000}{\left(\frac{1 \times 800}{37}\right)^2} = 42.180,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2.500}{42.180,6} = 0,059 < 2,25$$

$$f_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right] f_y = [0,658^{0,059}] \times 2500 = 2.438,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times f_{cr} \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.438,75 \times 364 \\ &= 798.932,97 \text{ kg} > P_u = 745.153,14 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

7. Interaksi aksial dan lentur

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{151.672,91}{354.390,77} = 0,549$$

$$\frac{M_r}{M_c} = \frac{14.314,55}{208.957,5} = 0,069$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) = 0,549 + \frac{8}{9} (0,069) = 0,61 < 1 \text{ (OK)}$$

8. Kontrol momen inersia HBE terhadap SPSW

$$\begin{aligned} I_{HBE} &\geq 0,0003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{f_{yHBE}} \\ 339.000 &\geq 0,0003 \frac{0 \times 800^4}{2500} \end{aligned}$$

$$339.000 \geq 0 \text{ (OK)}$$

9. Kontrol ketebalan pelat badan

$$t_{wHBE} \geq \frac{t_w R_y f_y}{f_{yHBE}}$$

$$3 \text{ cm} \geq \frac{2 \times 1,5 \times 2500}{2500}$$

$$3 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm (OK)}$$

Balok $800 \times 300 \times 16 \times 30$ aman digunakan untuk balok HBE komponen SPSW

c. Kontrol Desain Kolom (VBE)

Kolom di sekeliling dinding geser atau yang disebut VBE direncanakan menggunakan kolom komposit CFT berupa profil HSS $700 \times 700 \times 25 \times 25$ dengan keterangan seperti berikut.

$A = 668 \text{ cm}^2$	$Z_y = 14420 \text{ cm}^3$	$bf = 700 \text{ mm}$
$t_w = 25 \text{ mm}$	$i_y = 27.48 \text{ cm}$	$f_u = 4100 \text{ kg/m}^2$
$t_f = 25 \text{ mm}$	$I_x = 504700$	$f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$
$d = 700 \text{ mm}$	cm^4	$f_c' = 30 \text{ MPa} =$
$Z_x = 14420 \text{ cm}^3$	$I_y = 504700 \text{ cm}^4$	300 kg/cm^2

Berikut gaya dalam yang terjadi dan kapasitas elemen balok (HBE) dan kolom (VBE) akibat gaya lateral yang diterima SPSW.

1. Gaya aksial pada VBE akibat SPSW

$$P_u = 622.644,29 \text{ kg}$$

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h_c + \sum V_u$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \sin(2 \times 35,49^\circ) \times 0,3 \times 400 + 71.553,06 \times 2$$

$$= 568.498,31 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ total}} = 622.644,29 + 568.498,31 = 1.191.142,603 \text{ kg}$$

Nilai PVBE merupakan aksial tekan sehingga perlu dihitung kembali dengan analisis orde kedua.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$C_m = 1$$

$$\begin{aligned}
 KL &= 1 \times 800 = 800 \text{ cm} \\
 P_{el} &= \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 504.700}{(800)^2} = 15.550.437,88 \text{ kg} \\
 B_1 &= \frac{1}{1 - \frac{1 \times 1.191.142,603}{15.550.437,88}} = 1,083 \geq 1
 \end{aligned}$$

Karena nilai $B_1 = 1.083$, maka faktor pembesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_u \\
 &= 1.191.142,603 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. Momen pada VBE akibat SPSW

Momen lentur akibat tarikan dari dinding geser (SPSW) pada sambungan.

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(WEB)} &= R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w \frac{hc^2}{12} \\
 &= 1,5 \times 2500 \times \sin^2(35,49) \times 0,3 \times \frac{400^2}{12} \\
 &= 5.055.763,63 \text{ kgcm} \\
 &= 50.557,64 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen lentur pada kondisi (VBE) mengalami tekan.

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 M_{pb} &= \frac{M_{pr}}{1,1R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{255.392,5}{1,1 \times 1,5} + 71.553,06 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{80,8}{2} \right] \\
 &= 5.549.884,06 \text{ kgcm} \\
 &= 55.498,84 \text{ kgm} \\
 P_u &= \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0 \\
 &= 0 \text{ kg} \\
 \frac{P_u}{P_y} &= \frac{0}{2500 \times 668} = 0 \\
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_y} \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{9}{8} (255.392,5) \left[1 - \frac{151.672,91}{769000} \right] \\
&= 229.853,25 \text{ kgm} \\
M_{pb} &= \frac{M_{pr}}{1,1R_y} + V_{ush} \\
&= \frac{255.392,5}{1,1 \times 1,5} + 71.553,06 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{80,8}{2} \right] \\
&= 5.549.884,06 \text{ kgcm} \\
&= 55.498,84 \text{ kgm} \\
M_{VBE} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
&= \frac{1}{2} \times (55.498,84 + 55.498,84) \\
&= 55.498,84 \text{ kgm} \\
M_u &= M_{VBE(WEB)} + M_{VBE(HBE)} \\
&= 50.557,64 + 55.498,84 \\
&= 106.056,48 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

Nilai B1 = 1,083, faktor pembesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut.

$$\begin{aligned}
M_r &= B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \\
&= 1,083 \times 106.056,48 \\
&= 114.859,17 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

3. Gaya geser pada VBE akibat SPSW

$$\begin{aligned}
V_{VBE(WEB)} &= \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \\
&= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \sin(35,49^\circ) \times 0,3 \times 400 \\
&= 130.626,19 \text{ kg} \\
V_{VBE(HBE)} &= \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\
&= \frac{\frac{1}{2} \times (10.605.648 + 5.549.884)}{400} \\
&= 20.194,42 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Gaya geser total yang diterima:

$$\begin{aligned}
V_u &= V_{VBE(WEB)} + V_{VBE(HBE)} \\
&= 130.626,19 + 20.194,42 \\
&= 150.820,61 \text{ kg}
\end{aligned}$$

4. Kontrol kuat lentur

$$L_b = 400 \text{ cm} - 50 \text{ cm} = 350 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 23,4 \times \sqrt{\frac{2.000.000 \text{ kg/cm}^2}{2500 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$= 1.164,86 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ maka termasuk bentang pendek.

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$.

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 14420 \text{ cm}^3$$

$$= 36.050.000 \text{ kgcm}$$

$$= 360.500 \text{ kgm}$$

$$M_n = M_p = 360.500 \text{ kgm} > M_u = 114.859,17 \text{ kgm (OK)}$$

5. Kontrol kuat tekan VBE

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{700}{2(25)} = 14$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63,92$$

$\lambda \leq \lambda_p$ maka penampang kompak.

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut.

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y \cdot A_s + C_2 \cdot f_c' \left(A_c + \frac{A_{sr} \cdot E_s}{E_c} \right)$$

$$= 2.500 \times 668 + 0,85 \times 350 (4.225 + 0)$$

$$= 2.929.937,5 \text{ kg}$$

$$P_p = P_{no} = 2.929.937,5 \text{ kg} > P_u = 1.191.142,603 \text{ kg (OK)}$$

6. Kontrol gaya geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{700}{25} = 28 \leq 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 69,57 \geq \lambda$$

maka $C_v = 1$, sehingga

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 350 \times 1 \\ &= 525.000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 525.000 \\ &= 472.500 \text{ kg} > V_u = 150.820,61 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

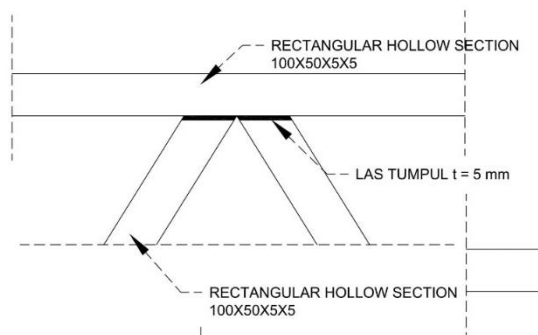
7. Interaksi aksial dan lentur VBE

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &= \frac{1.191.142,603}{2.929.937,5} = 0,407 > 0,2 \\ \frac{M_r}{M_c} &= \frac{114.859,17}{360.500} = 0,319 \\ \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) &= 0,407 + \frac{8}{9} (0,319) = 0,69 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.5 Perencanaan Sambungan

4.5.1 Sambungan Truss dengan Balok

a. Truss Pinggir dengan Balok



Gambar 4. 49 Sambungan Truss Pinggir dengan Balok

Sambungan antara truss pinggir dan balok menggunakan sambungan las tumpul dengan $t = 5 \text{ mm}$. Gaya yang terjadi diperoleh dari Balok Utama (double box).

$$T_u = 27.042,98$$

$$\cos \alpha = 0,53$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 70 \times 70,33 = 4.923,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times \left(0,5 \times \frac{10}{0,53}\right) \times 4 \\ &= 139.333,02 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan profil di dalam sambungan

Kuat leleh badan.

$$\begin{aligned}R_b &= f_y t_w (2,5k + l_b) \\ &= 2500 \times 0,5 (2,5 \times 0,5 + 10) \times 4 \\ &= 56.250 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tekuk dukung/lipat

$$\begin{aligned}R_b &= 0,4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \\ &= 0,4 (0,5)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{10}{10} \right) \left(\frac{0,5}{0,5} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2.000.000 \times 2.500 \times 0,5}{0,5}} \times 4 \\ &= 113.137,09 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat lentur pelat badan

$$\begin{aligned}R_b &= \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \\ &= \frac{24 (0,5)^3 \sqrt{2.000.000 \times 2.500}}{(10 - 0,5 \times 2)} \times 4 \\ &= 94.280,9 \text{ kg}\end{aligned}$$

Digunakan nilai R_b yang paling menentukan yaitu $R_b = 56.250 \text{ kg}$ sehingga $\phi R_b = 50.625 \text{ kg}$

Kekuatan profil di luar sambungan

Dari perhitungan pada perencanaan balok modular diperoleh $\phi P_n = 59.618,99 \text{ kg}$

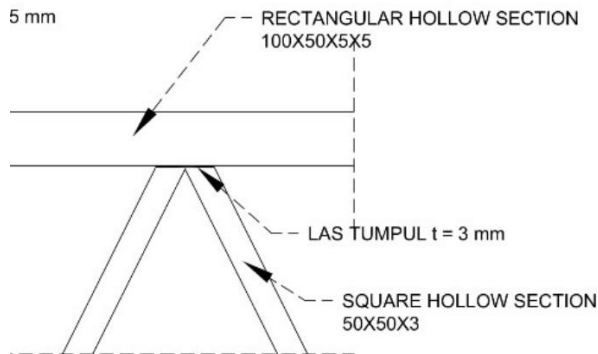
Kekuatan sambungan

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$50.625 \text{ kg} \geq 27.042,98 \text{ kg (OK)}$$

b. Truss tengah dengan balok

Sambungan antara truss tengah dan balok menggunakan sambungan las tumpul dengan $t = 3$ mm. Gaya yang terjadi diperoleh dari Balok Utama (double box).



Gambar 4. 50 Sambungan Truss Tengah dengan Balok

$$T_u = 8.947,45 \text{ kg}$$

$$\cos \alpha = 0,53$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 70 \times 70,33 = 4.923,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times \left(0,3 \times \frac{5}{0,53}\right) \times 4 \\ &= 41.799,91 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan profil di dalam sambungan

Kuat leleh badan.

$$\begin{aligned} R_b &= f_{ytw}(2,5k+l_b) \\ &= 2500 \times 0,3 (2,5 \times 0,3+5) \times 4 \\ &= 17.250 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tekuk dukung/lipat

$$\begin{aligned}
 R_b &= 0,4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \\
 &= 0,4(0,3)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{5}{5} \right) \left(\frac{0,3}{0,3} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2.000.000 \times 2.500 \times 0,3}{0,3}} \times 4 \\
 &= 40.729,35 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat lentur pelat badan

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \\
 &= \frac{24(0,3)^3 \sqrt{2.000.000 \times 2.500}}{(5 - 0,3 \times 2)} \times 4 \\
 &= 41.655,02 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai R_b yang paling menentukan yaitu $R_b = 17.250 \text{ kg}$ sehingga $\phi R_b = 15.525 \text{ kg}$

Kekuatan profil di luar sambungan

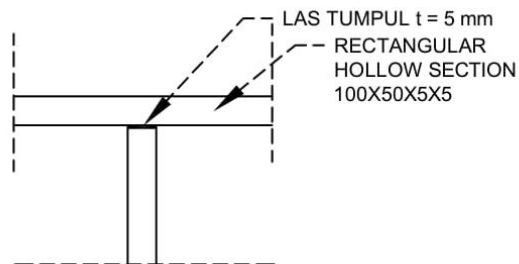
Dari perhitungan pada perencanaan balok modular diperoleh $\phi P_n = 11.733,31 \text{ kg}$

Kekuatan sambungan

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$15.525 \text{ kg} \geq 8.947,45 \text{ kg (OK)}$$

4.5.2 Sambungan Balok Utama dengan Balok Anak



Gambar 4. 51 Sambungan Balok Utama dengan Balok Anak

Sambungan antara Balok Utama dan Balok Anak menggunakan sambungan las tumpul dengan $t = 5 \text{ mm}$. Gaya yang terjadi diperoleh dari Balok Utama (double box).

$$T_u = 12.592,76 \text{ kg}$$

$$\cos \alpha = 0,53$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 70 \times 70,33 = 4.923,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times (0,5 \times (10+5)) \times 2 \\ &= 55.384,88 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan profil di dalam sambungan

Kuat leleh badan.

$$\begin{aligned}R_b &= f_y t_w (2,5k + l_b) \\ &= 2500 \times 0,5 (2,5 \times 0,5 + 10) \times 2 \\ &= 28.125 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tekuk dukung/lipat

$$\begin{aligned}R_b &= 0,4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \\ &= 0,4 (0,5)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{10}{10} \right) \left(\frac{0,5}{0,5} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2.000.000 \times 2.500 \times 0,5}{0,5}} \times 2 \\ &= 56.568,55 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat lentur pelat badan

$$\begin{aligned}R_b &= \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \\ &= \frac{24 (0,5)^3 \sqrt{2.000.000 \times 2.500}}{(10 - 0,5 \times 2)} \times 2 \\ &= 47.147,45 \text{ kg}\end{aligned}$$

Digunakan nilai R_b yang paling menentukan yaitu $R_b = 28.125 \text{ kg}$ sehingga $\phi R_b = 25.412,5 \text{ kg}$

Kekuatan profil di luar sambungan

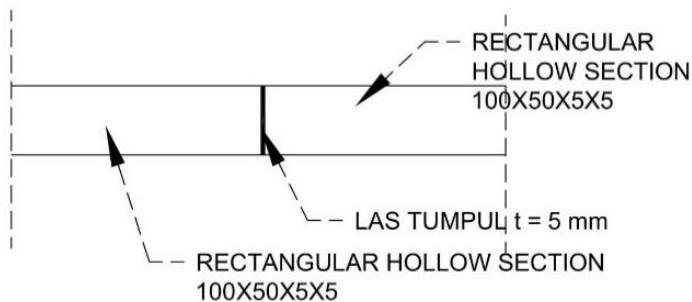
Dari perhitungan pada perencanaan balok modular diperoleh $\phi P_n = 59.618,99 \text{ kg}$

Kekuatan sambungan

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$25.412,5 \text{ kg} \geq 12.592,76 \text{ kg (OK)}$$

4.5.3 Sambungan antar bagian modular



Gambar 4. 52 Sambungan Antar Bagian Modular

Sambungan antar bagian modular menggunakan las tumpul penetrasi penuh dengan mutu las FE70XX dan dilas pada keempat sisi penampangnya. Sambungan direncanakan untuk dapat menerima gaya aksial yang terjadi pada balok.

$$T_u = 48.860,82 \text{ kg}$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 70 \times 70,33 = 4.923,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times (0,5 \times (10 + 5)) \times 2 \\ &= 55.384,88 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan profil

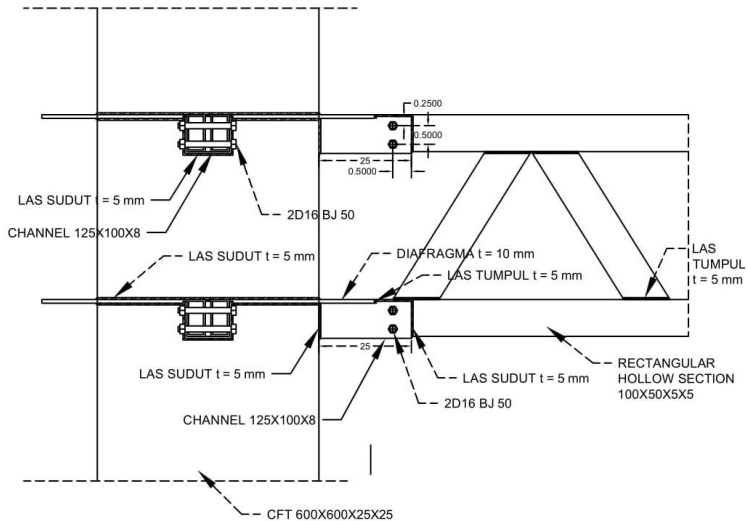
Dari perhitungan pada perencanaan balok modular diperoleh $\phi P_n = 59.618,99 \text{ kg}$

Kekuatan sambungan

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$55.384,88 \text{ kg} \geq 48.860,82 \text{ kg (OK)}$$

4.5.4 Sambungan Balok Utama dengan Kolom



Gambar 4. 53 Sambungan Balok Utama dengan Kolom

a. Sambungan Channel dengan CFT

$$T_U = 48.918,80 \text{ kg}$$

$$t_p = 0,5 \text{ cm}$$

$$l = 10+12,5+10+9+9 = 50,5 \text{ cm}$$

$$\text{misal } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_w = 1 \times 50,5 = 50,5 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_u}{A_w} = \frac{48.918,80}{50,5} = 968,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi f_w &= 0,75(0,6)F_{E90XX}A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2.848,47 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_u}{\phi f_w} = \frac{968,69}{2.848,47} = 0,34 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,34}{0,707} = 0,48 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

Karena $t_p = 0,5$ cm, maka

$$a_{\min} = 0,3 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 0,5 \text{ cm}$$

sehingga a direncanakan sebesar 0,5 cm.

b. Sambungan Channel dengan Modular

$$T_U = 48.918,80 \text{ kg}$$

$$t_p = 0,5 \text{ cm}$$

$$l = 10+9+10+9+12,5 = 50,5 \text{ cm}$$

$$\text{misal } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_w = 1 \times 50,5 = 50,5 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_u}{A_w} = \frac{48.918,80}{50,5} = 968,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi f_w &= 0,75(0,6)F_{E90XX}A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2.848,47 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_u}{\phi f_w} = \frac{968,69}{2.848,47} = 0,34 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,34}{0,707} = 0,48 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

Karena $t_p = 0,5$ cm, maka

$$a_{\min} = 0,3 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 0,5 \text{ cm}$$

sehingga a direncanakan sebesar 0,5 cm.

Kuat pelat Channel

Kuat Leleh

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \times 2.500 \text{ kg/cm}^2 \times 15,25 \text{ cm}^2 \\ &= 34.312,5 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat Putus

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \cdot F_u \cdot A_e \\ &= 0,75 \times 4.100 \text{ kg/cm}^2 \times 15,25 \text{ cm}^2 \\ &= 46.893,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\phi P_n \leq T_U \text{ (NOT OK)}$$

Karena balok modular tidak direncanakan untuk mengalami pelelehan pada saat terjadi gempa, maka yang dibuat mengalami pelelehan adalah pelat Channel pada sambungan modular dan CFT.

c. Sambungan Modular dengan Diafragma

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 5 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}\phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times 5 \\ &= 18.461,63 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\phi f_{BM} A_{BM} &= 0,9 f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 5 \\ &= 11.250 \text{ kg} < \phi f_{uw} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\phi f_{uw} \geq \phi f_{BM} A_{BM} \text{ (OK)}$$

d. Sambungan Diafragma dengan CFT

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\phi f_{BM} A_{BM} &= 0,9 f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 20 \\ &= 45.000 \text{ kg} < \phi f_{uw} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Sambungan Diafragma dengan CFT direncanakan berdasarkan kekuatan nominal pelat diafragma.

$$T_U = 45.000 \text{ kg}$$

$$t_p = 1 \text{ cm}$$

$$l = 80 \text{ cm}$$

$$\text{misal } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_w = 1 \times 80 = 80 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_u}{A_w} = \frac{45.000}{80} = 562,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi_w^c &= 0,75(0,6)F_{E70XX}A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2.215,4 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_u}{\phi_w^c} = \frac{562,5}{2.215,4} = 0,25 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,25}{0,707} = 0,36 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

Karena $t_p = 1 \text{ cm}$, maka

$$a_{\min} = 0,4 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = (1 - 1,6) \text{ cm} = 0,84 \text{ cm}$$

sehingga a direncanakan sebesar $0,5 \text{ cm}$.

e. Sambungan Baut Modular

Untuk menjaga kestabilan modular saat proses pengelasan, direncanakan sambungan baut pada modular dan channel yang akan menerima 20% dari beban total.

$$\begin{aligned}T_U &= 20\% \times 48.918,80 \text{ kg} \\ &= 9.783,76 \text{ kg}\end{aligned}$$

Baut rencana $\emptyset 16 \text{ mm}$ mutu BJ50

Kuat geser

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi r_l f_u^b m A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 5.000 \times 2 \times 2,01 \\ &= 7.537,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 2,4 d_{tp} f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 0,5 \times 4.100 \\ &= 5.904 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$n = \frac{T_u}{\phi V_n} = \frac{9.783,76}{5.904} = 1,66$$

Digunakan baut $2\emptyset 16 \text{ mm}$ mutu BJ50.

4.5.5 Sambungan antar Kolom

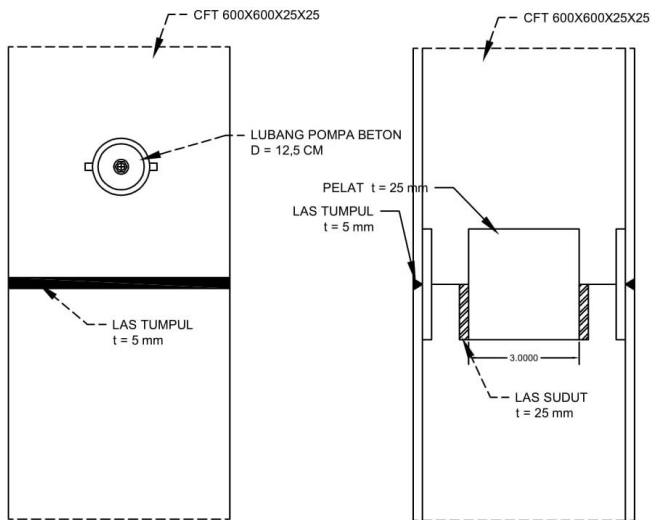
Sambungan antar kolom menggunakan las tumpul penetrasi penuh (Complete Joint Penetration) sehingga luasan efektif las adalah sama dengan luas penampang kolom. Sambungan ini direncanakan dapat menerima aksial dan geser.

HSS 600x600x25x25

$P_u = 1.324.139,68 \text{ kg}$

$M_u = 2.888,67 \text{ kgm}$

$V_u = 733,63 \text{ kg}$



Gambar 4. 54 Sambungan Antar Kolom

Terhadap beban yang diterima

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$F_{yw} = E_{70xx}$$

$$A_{eff\ w} = A_g = 568 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(60+60)^3}{6} = 288.000 \text{ cm}^4$$

$$S_x = bd + \frac{d^2}{3} = 60 \times 60 + \frac{60^2}{3} = 4.800 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_{uw} &= \phi f_{yw} t_e \\ &= 0,9 \times 70 \text{ ksi} \times 70,33 \text{ kg/cm}^2 \times 1 \\ &= 4.430,79 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_U

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} = \frac{1.324.139,68}{568} + \frac{2.888,67 \times 100}{4.800} \\ &= 2.391,41 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_U

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} = \frac{733,63}{568} + \frac{2.888,67 \times 100}{4.800} \\ &= 61,47 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{2.391,41^2 + 61,47^2} \\ &= 2.392,2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{2.392,2}{4.430,79} = 0,54 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal CFT yaitu 2,5 cm.

Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0,75 \times 4.923,1 \times 568 \\ &= 2.097.240,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi f_{BM} A_{BM} &= 0,9 f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 568 \\ &= 1.278.000 \text{ kg} < \phi f_{uw} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}
 \phi_w A_w &= 0,75(0,6)F_{E70XX}A_w \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 568 \\
 &= 1.258.344,36 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat putus penampang

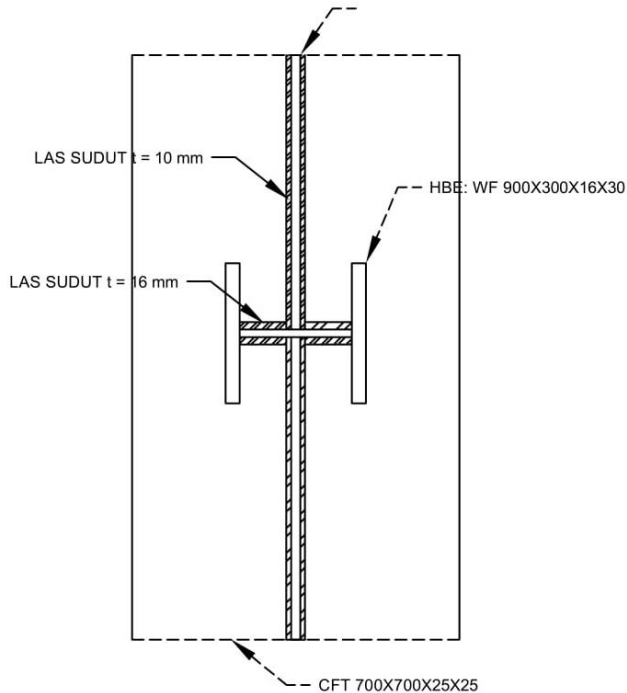
$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75F_u A_{nv} \\
 &= 0,75 \times 4.100 \times 568 \\
 &= 1,746,600
 \end{aligned}$$

Kuat geser penampang

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,9(0,6)F_y A_{gt} \\
 &= 0,9 \times 0,6 \times 2.500 \times 568 \\
 &= 766.800 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\phi R_n \leq \phi f_w A_w \text{ (OK)}$$

4.5.6 Sambungan pada SPSW



Gambar 4. 55 Sambungan pada SPSW

Sambungan pada dinding geser direncanakan dengan menggunakan las F_{E70XX} . Pengelasan dilakukan pada elemen balok (HBE) dan kolom (VBE). Tipe las yang digunakan yaitu las sudut.

- Sambungan las pada balok (HBE)

$$\begin{aligned}
 t_{wHBE} &= \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{2 \phi 0,6 F_{E70XX} [1 + 0,5 \cos^{1,5}(\alpha)]} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(52^\circ) 2 \sqrt{2}}{2 \times 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,33 [1 + 0,5 \cos^{1,5}(52)]} \\
 &= 0,92 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

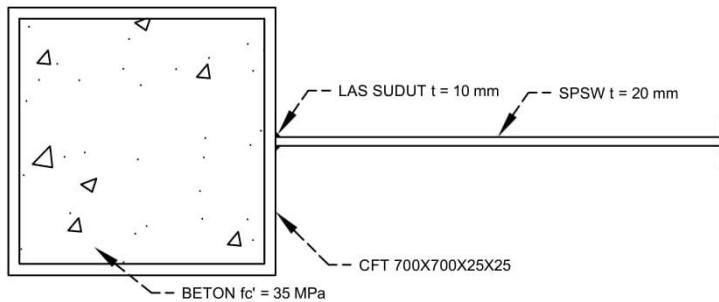
Ukuran minimum las sudut mengacu pada SNI 1729:2015 pada Tabel J2.4. Tebal pelat tertipis pada sambungan ini yaitu 1,6 cm sehingga tebal minimum las sudut yaitu $t_{w \min} = 6 \text{ mm}$.

Sedangkan karena ukuran tebal pelat tertipis pada sambungan ini yaitu 1,6 cm maka ukuran maksimum las sudut sebagai berikut.

$$\begin{aligned} t_{w \max} &\leq t - 2 \text{ mm} \\ &\leq 16 \text{ mm} - 2 \text{ mm} \\ &\leq 14 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tebal las sudut pada sambungan SPSW-HBE ditentukan sebesar 10 mm.

- Sambungan las pada kolom (VBE)



Gambar 4. 56 Sambungan Las SPSW pada Kolom

$$\begin{aligned} W_{VBE} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{2 \phi 0,6 F_{E110XX} [1 + 0,5 \sin^{1,5}(\alpha)]} \\ &= \frac{1,5 \times 2500 \times \sin(52^\circ) 2\sqrt{2}}{2 \times 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,33 [1 + 0,5 \sin^{1,5}(52^\circ)]} \\ &= 0,89 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ukuran minimum las sudut mengacu pada SNI 1729:2015 pada Tabel J2.4. Tebal pelat tertipis pada sambungan ini yaitu 2,0 cm sehingga tebal minimum las sudut yaitu $t_{w \min} = 8 \text{ mm}$.

Sedangkan karena ukuran tebal pelat tertipis pada sambungan ini yaitu 2,0 cm maka ukuran maksimum las sudut sebagai berikut.

$$\begin{aligned} t_{w \max} &\leq t - 2 \text{ mm} \\ &\leq 20 \text{ mm} - 2 \text{ mm} \\ &\leq 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tebal las sudut pada sambungan SPSW-VBE ditentukan sebesar 10 mm.

4.5.7 Sambungan HBE dengan VBE

Sambungan yang menghubungkan antara balok (HBE) dengan kolom (VBE) direncanakan berdasarkan kapasitas elemen balok (HBE) dalam menerima gaya.

$$\phi P_n = 798.932,97 \text{ kg}$$

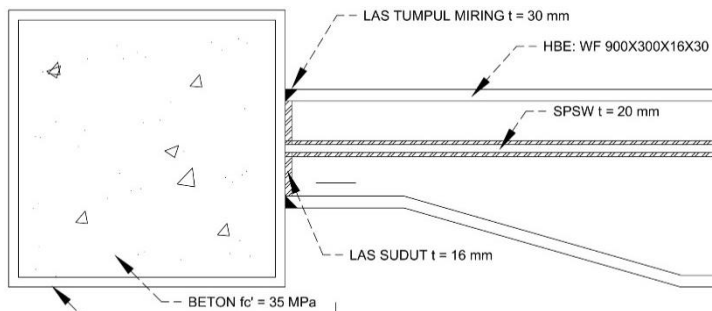
$$t_p = 0,5 \text{ cm}$$

$$l = 70+70+30+30 = 200 \text{ cm}$$

$$A_w = 1 \times 200 = 200 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_u}{A_w} = \frac{798.932,97}{200} = 96 \text{ kg/cm}^2$$

Direncanakan las sudut pada web HBE dengan ukuran sama dengan tebal web balok HBE yaitu $a = 1,6 \text{ cm}$ dengan mutu F_{E70XX} .



Gambar 4. 57 Sambungan HBE dan VBE

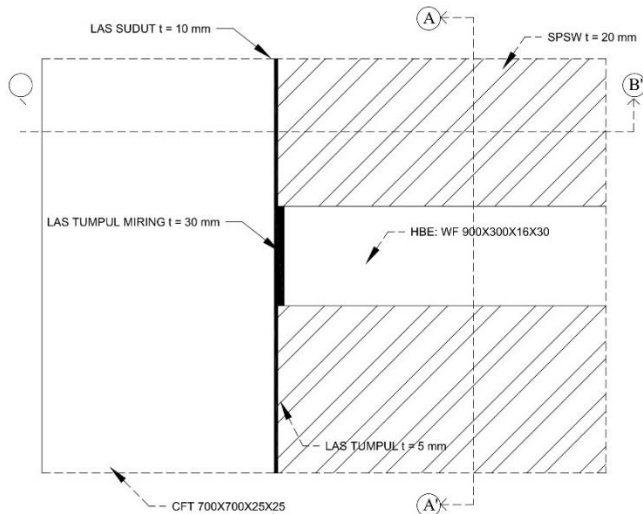
$$\begin{aligned}
 l &= 70+70 = 140 \text{ cm} \\
 A_w &= 0,707 \times 1,6 \times 140 = 158,37 \text{ cm}^2 \\
 \phi f_w &= 0,75(0,6)F_{E90XX}A_w \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 158,37 \\
 &= 350.852,11 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Direncanakan las tumpul miring melebar pada sayap HBE dengan ukuran sama dengan tebal sayap balok HBE yaitu $a = 3 \text{ cm}$ dengan mutu F_{E70XX} .

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= (0,707 \times w) \times b_f \times 2 \\
 &= (0,707 \times 3) \times 30 \times 2 \\
 &= 127,26 \text{ cm}^2 \\
 \phi f_{we} &= 0,75F_{nw}A_{we} \\
 &= 0,75 \times 70 \times 70,33 \times 127,26 \\
 &= 469,885,28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Sehingga total kekuatan sambungan:

$$\begin{aligned}
 \phi f_{w \text{ total}} &= \phi f_w + \phi f_{we} \\
 &= 350.852,11 + 469,885,28 \\
 &= 820.737,39 \text{ kg} \\
 \phi f_{w \text{ total}} &\geq \phi P_n = 798.932,97 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 58 Sambungan Las Tumpul Miring pada HBE

4.5.8 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Dari hasil SAP2000 diperoleh gaya dalam yang bekerja pada kolom lantai dasar dengan kombinasi beban 1,2D+0,5L+QY adalah sebagai berikut.

$$P_U = 1.800.055,6 \text{ kg}$$

$$V_U = 132.412,7 \text{ kg}$$

$$M_U = 58.187,0 \text{ kgm}$$

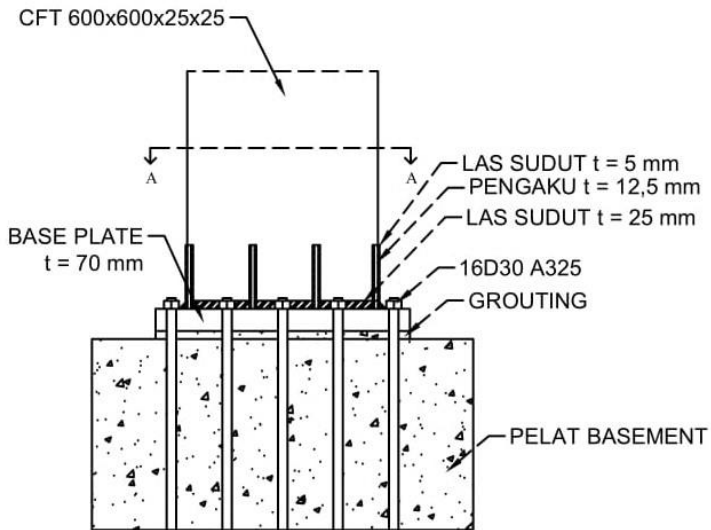
- Sambungan las pada end plate

Direncanakan las sudut untuk menghubungkan kolom pada *base plate* setebal 5 cm.

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} A_w &= 4 \times (1 \times 60) \\ &= 240 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(60+60)^3}{6} = 288.000 \text{ cm}^4$$



Gambar 4. 59 Sambungan Kolom ke *Base Plate*

$$S_x = bd + \frac{d^2}{3} = 60 \times 60 + \frac{60^2}{3} = 4.800 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_{uw} &= \phi f_{yw} t_e \\ &= 0,9 \times 70 \text{ ksi} \times 70,33 \text{ kg/cm}^2 \times 1 \\ &= 4.430,79 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_U

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} = \frac{1.800.055,6}{568} + \frac{58.187,0 \times 100}{4.800} \\ &= 4.381,34 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_U

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} = \frac{132.412,7}{568} + \frac{58.187,0 \times 100}{4.800} \\ &= 1.445,35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$= \sqrt{4.381,34^2 + 1.445,35^2}$$

$$= 4.613,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{4.613,59}{4.430,79} = 1,04 \text{ cm}$$

Kontrol tebal kaki las

$$t_e = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,99}{0,707} = 1,47 \text{ cm}$$

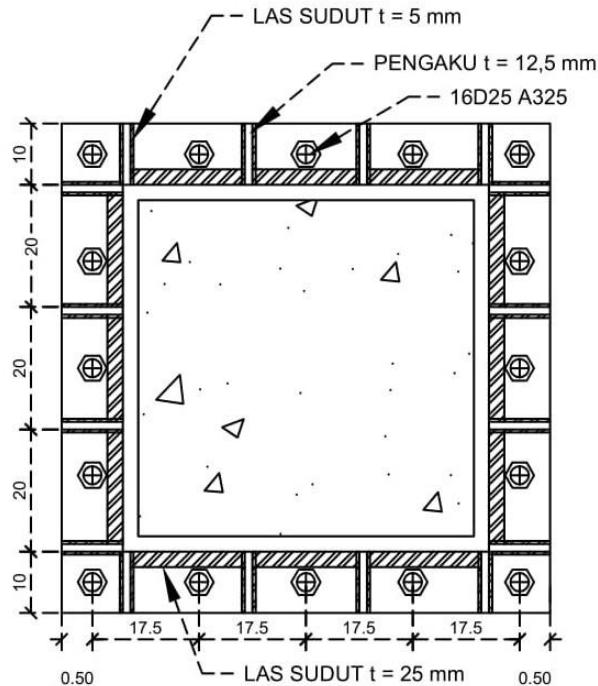
$$t_p = 2,5 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = t_p = 2,5 \text{ cm}$$

$$a_{\max} \leq t_p = 2,5 \text{ cm}$$

$$a_{\text{eff max}} = 1,41 \frac{f_u}{f_{E70XX}} t_p = 1,41 \frac{4.100}{70 \times 70,33} 2,5 = 2,94 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan ukuran disamakan dengan tebal CFT yaitu 2,5 cm.



Gambar 4. 60 Dimensi *Base Plate*

- Perencanaan dimensi *base plate*

Cek eksentrisitas gaya

$$\frac{M_U}{P_U} = \frac{58.187,0 \text{ kgm} \times 100 \text{ cm}}{1.800.055,6 \text{ kg}} = 3,23 \text{ cm} \leq \frac{N}{6} = \frac{80}{6} = 13,3 \text{ cm}$$

Dimensi *base plate* direncanakan sebesar $(80 \times 80) \text{ cm}$.

Tebal *base plate*

Akibat beban P_U :

$$f_{pu} = \frac{P_U}{BN} = \frac{1.800.055,6}{80 \times 80} = 281,26 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_U :

$$f_{Mu} = \frac{6M_U}{BN^2} = \frac{6 \times 58.187,0 \times 100}{80 \times 80^2} = 68,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{max} = f_{pa} + f_{pb} = 281,26 + 68,19 = 349,45 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom beton ($\frac{A_2}{A_1} \geq 4$):

$$\begin{aligned} f_{p \text{ avail}} &= 0,85f_c' \\ &= 0,6 \times 0,85 \times 2 \times 35 \\ &= 35,7 \text{ MPa} \\ &= 357 \text{ kg/cm}^2 \geq f_{max} = 349,45 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$m = \frac{N - 0,95B}{2} = \frac{80 - 0,95 \times 60}{2} = 11,5 \text{ cm}$$

$$M_U = \frac{f_{max} m^2}{2}$$

$$\begin{aligned} t_p &= \sqrt{\frac{2f_{max} m^2}{\phi f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 349,45 \times 11,5^2}{0,9 \times 2500}} \\ &= 6,41 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tebal *base plate* direncanakan sebesar $t_p = 7 \text{ cm}$.

- Perencanaan baut angkur

Karena $e \leq \frac{N}{6}$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga hanya dipasang angkur praktis. Angkur terpasang hanya berfungsi

sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi. Digunakan baut angkur A325 Ø30 mm dengan $A_b = 7,07 \text{ cm}^2$. ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$).

$$V_U = 132.412,7 \text{ kg}$$

Kuat geser

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi r_1 f_u^b m A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8.250 \times 1 \times 7,07 \\ &= 15.178,71 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 2,4 d_b t_p f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 3 \times 7 \times 4.100 \\ &= 129.150 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{132.412,7}{15.178,71} = 8,72 \text{ buah}$$

Dipasang baut A325 16Ø25 mm.

Panjang angkur

$$L_{min} = 1,5 l_d = 1,5 \times 40D = 1,5 \times 40 \times 25 = 150 \text{ cm}$$

Panjang angkur yang digunakan $L = 150 \text{ cm}$.

- Perencanaan pelat pengaku

Dimensi pelat pengaku menurut SNI 1729-2015:

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s < 0,5 t_f = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1,5 \text{ cm}$

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S1)} &= 1,5 d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 37,5 \text{ s/d } 380 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S2)} &= 1,25 d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 31,25 \text{ s/d } 840 \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 75 \text{ s/d } 1050 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.6 Perencanaan Bangunan Bawah

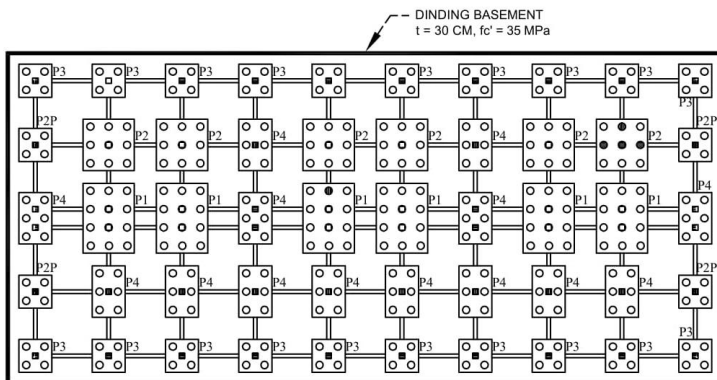
4.6.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Dalam perencanaan pondasi, direncanakan beban yang bekerja pada pondasi sesuai dengan SNI 1726:2012 tentang kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D+L
- D+0,75L
- D+0.7E
- D+0.75(0.7E)+0.75L
- 0.6D+0.7E

a. Data Perencanaan Pondasi



Gambar 4. 61 Denah Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton prestressed (spun pile) produksi PT. Waskita Beton Precast (brosur terlampir). Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut.

Diameter tiang	: 800 mm
<i>Wall thickness</i>	: 120 mm
Klasifikasi	: A1
<i>Concrete cross section</i>	: 2.563 cm ²
Berat	: 641
<i>Bending moment crack</i>	: 40 ton.m
<i>Bending momen ultimate</i>	: 60 ton.m
<i>Allowable axial load</i>	: 415 ton

b. Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang Tunggal

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan ini merupakan data tanah yang diambil dari lokasi gedung 88 Avenue. Data tanah tersebut yaitu penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua aspek, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$.

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih nilai N_1 yang terkecil.

- Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertical.

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1+0.4p_o)} \text{ untuk } p_o < 7,5 \text{ ton/m}^2$$

atau

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25+0.1p_o)} \text{ untuk } p_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$$

Dengan p_o sebagai tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan atau kedalaman yang ditinjau.

- Perhitungan daya dukung satu tiang pancang
Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = Cn \times A_{ujung} = 40\tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Keterangan:

\tilde{N} = Harga rata – rata N_2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

C_{li} = $N/2$ untuk tanah lempung atau lanau dan $N/5$ untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i \times h_i$ O_i = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

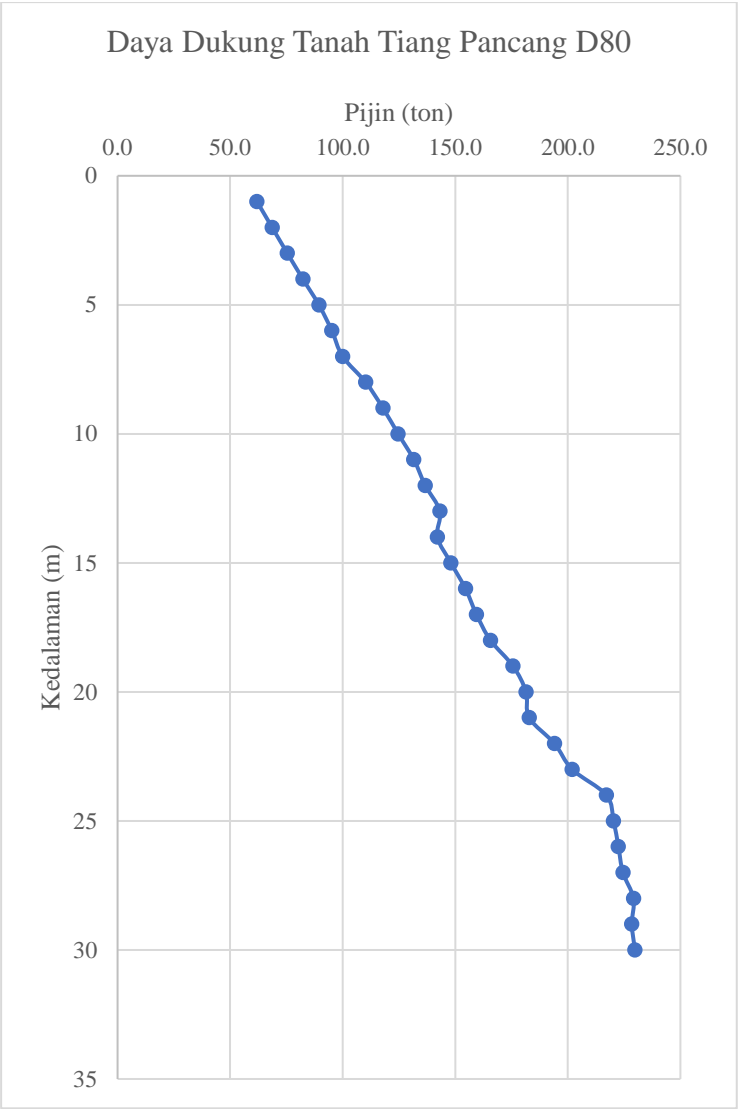
Dalam perencanaan tiang pancang ini digunakan $SF = 3$.

Tabel 4. 19 Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang D80 pada kedalaman 1 m sampai 15 m

Kedalaman (m)	N (blow)	Q_p (ton)	Q_s (ton)	Q_{ult} (ton)	Q_{ijin} (ton)
1	2	180.8	5.0	185.8	61.9
2	5	190.0	15.9	206.0	68.7
3	7	196.7	29.5	226.2	75.4
4	9	201.7	45.2	246.9	82.3
5	9	208.9	59.4	268.3	89.4
6	10	211.7	73.8	285.5	95.2
7	11	211.6	88.3	299.9	100.0
8	13	226.2	104.4	330.6	110.2
9	12	234.5	119.1	353.6	117.9
10	11	241.7	132.3	373.9	124.6
11	12	248.4	146.4	394.8	131.6
12	14	247.5	162.5	410.0	136.7
13	16	248.9	180.6	429.4	143.1
14	18	225.7	200.5	426.1	142.0
15	21	238.3	205.9	444.2	148.1

Tabel 4. 20 Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang D80 pada kedalaman 16 m sampai 30 m

Kedalaman (m)	N (blow)	Q_p (ton)	Q_s (ton)	Q_{ult} (ton)	Q_{ijin} (ton)
16	24	251.6	212.0	463.6	154.5
17	32	266.3	212.0	478.3	159.4
18	40	275.2	221.6	496.8	165.6
19	39	296.2	230.8	527.0	175.7
20	39	304.5	239.8	544.3	181.4
21	35	300.9	247.6	548.5	182.8
22	32	305.4	276.9	582.3	194.1
23	26	305.6	300.2	605.7	201.9
24	20	333.7	317.8	651.5	217.2
25	19	326.7	334.2	660.9	220.3
26	18	317.9	349.5	667.4	222.5
27	21	306.3	367.1	673.4	224.5
28	24	300.6	386.9	687.5	229.2
29	21	281.0	404.3	685.3	228.4
30	19	269.9	419.4	689.4	229.8



Gambar 4. 62 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

c. Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi tipe P3 dengan keterangan sebagai berikut.

D = 0.8 m

m = 2

n = 2

s = 2 m

d = 8 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 2(2+2-2)}{(75(2)^2-7)(2+2-1)}\right) + \frac{0.3}{2+2} = 0,91$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 8 m adalah 110,2 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$Q_{ijin(grup)} = Q_{ijin(indiv)} \times \eta = 110,2 \text{ ton} \times 0,91 = 100,41 \text{ ton}$$

d. Kontrol Kekuatan Tiang

Dalam perencanaan pondasi ini ditentukan tiga tipe pondasi yaitu pondasi tipe P1, tipe P2, dan tipe P3. Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000, diperoleh hasil perletakan yang direkap dalam tabel-tabel berikut.

Tabel 4. 21 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P1

P1A						Momen akibat 2 kolom (tonm)
Kombinasi Beban	Pu (ton)	M1 (tonm)	M2 (tonm)	H1 (ton)	H2 (ton)	
D+L	760.53	-13.07	-1.82	-1.36	41.40	-75.92
D+0.75L	699.08	-11.99	-1.46	-1.08	38.08	-73.53
D+0.7Ex	1098.81	-47.56	-10.81	-2.22	91.62	-454.07
D+0.7Ey	850.76	-37.04	-2.87	0.75	64.05	-262.52
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	1137.15	-41.10	-9.28	-2.56	85.71	-364.31
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	951.10	-33.22	-3.33	-1.46	65.03	-220.65
0.6D+0.7Ex	892.92	-44.06	-10.66	-2.12	80.37	-427.53
0.6D+0.7Ey	644.87	-33.55	-2.72	-0.66	52.80	-235.97

Tabel 4. 22 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P2

P2					
Kombinasi beban	Pu	M1	M2	H1	H2
D+L	701.85	-1.49	1.85	30.44	-41.15
D+0.75L	647.26	-1.24	2.17	28.37	-37.92
D+0.7Ex	1265.44	-37.25	42.65	95.54	-72.83
D+0.7Ey	1007.72	-28.07	14.27	58.08	-61.41
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	1233.74	-28.82	31.81	83.40	-71.36
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	1040.45	-21.94	10.52	55.30	-62.80
0.6D+0.7Ex	1072.06	-37.06	41.40	86.67	-61.53
0.6D+0.7Ey	814.34	-27.88	13.01	49.21	-50.11

Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe P3

P3					
Kombinasi Beban	Pu	M1	M2	H1	H2
D+L	162.195	-3.335	0.171	0.137	1.435
D+0.75L	146.725	-2.933	0.140	0.118	1.221
D+0.7Ex	106.324	-8.138	6.861	1.190	1.785
D+0.7Ey	104.905	-6.490	1.650	0.333	1.470
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	151.232	-7.741	5.249	0.965	2.126
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	150.168	-6.505	1.341	0.322	1.889
0.6D+0.7Ex	66.198	-7.447	6.842	1.166	1.553
0.6D+0.7Ey	64.779	-5.799	1.630	0.309	1.238

Pada Tabel 4.21, Tabel 4.22, dan Tabel 4.23 dapat dilihat susunan tiang pancang tiap tipe pondasi yang direncanakan sehingga dapat dibuat perhitungan sebagai berikut.

Tabel 4. 24 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P1

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	Pu (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)	Pijin (ton)	Ket.
D+L	12	1445.14	-90.22	-1.65	120.43	-6.77	-0.10	127.30	192.06	OK
D+0.75L	12	1324.62	-86.74	-1.32	110.39	-6.51	-0.08	116.97	192.06	OK
D+0.7Ex	12	1743.55	-510.22	-4.60	145.30	-38.27	-0.29	183.85	192.06	OK
D+0.7Ey	12	1438.99	-306.13	-1.37	119.92	-22.96	-0.09	142.96	192.06	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	12	1909.98	-412.17	-4.53	159.17	-30.91	-0.28	190.36	192.06	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	12	1681.56	-259.10	-2.11	140.13	-19.43	-0.13	159.69	192.06	OK
0.6D+0.7Ex	12	1358.32	-479.70	-4.48	113.19	-35.98	-0.28	149.45	192.06	OK
0.6D+0.7Ey	12	1053.76	-275.61	-1.25	87.81	-20.67	-0.08	108.56	192.06	OK

Tabel 4. 25 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P2

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	Pu (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)	Pijin (ton)	Ket.
D+L	9	701.85	-1.49	1.85	77.98	-0.12	0.15	78.26	185.32	OK
D+0.75L	9	647.26	-1.24	2.17	71.92	-0.10	0.18	72.20	185.32	OK
D+0.7Ex	9	1265.44	-37.25	42.65	140.60	-3.10	3.55	147.26	185.32	OK
D+0.7Ey	9	1007.72	-28.07	14.27	111.97	-2.34	1.19	115.50	185.32	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	9	1233.74	-28.82	31.81	137.08	-2.40	2.65	142.13	185.32	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	9	1040.45	-21.94	10.52	115.61	-1.83	0.88	118.31	185.32	OK
0.6D+0.7Ex	9	1072.06	-37.06	41.40	119.12	-3.09	3.45	125.66	185.32	OK
0.6D+0.7Ey	9	814.34	-27.88	13.01	90.48	-2.32	1.08	93.89	185.32	OK

Tabel 4. 26 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe P3

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)	Pijin (ton)	Ket.
D+L	4	40.55	-0.83	0.04	41.38	100.41	OK
D+0.75L	4	36.68	-0.73	0.04	37.41	100.41	OK
D+0.7Ex	4	26.58	-2.03	1.72	28.62	100.41	OK
D+0.7Ey	4	26.23	-1.62	0.41	28.26	100.41	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	4	37.81	-1.94	1.31	39.74	100.41	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	4	37.54	-1.63	0.34	39.17	100.41	OK
0.6D+0.7Ex	4	16.55	-1.86	1.71	18.41	100.41	OK
0.6D+0.7Ey	4	16.19	-1.45	0.41	17.64	100.41	OK

Setelah ditentukan konfigurasi tiang pancang untuk setiap tipe pondasi, perlu dilakukan kontrol terhadap kekuatan tiang pancang dalam menerima beban. Berikut contoh kontrol kekuatan tiang pancang pada pondasi tipe P3.

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Berdasarkan spesifikasi yang telah disebutkan untuk tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan pondasi ini, beban aksial yang diijinkan untuk diterima tiang pancang adalah 415 ton.

$$P_{max} = 41.38 \text{ ton} < P_{allow} = 415 \text{ ton (OK)}$$

- Kontrol terhadap Momen

Perumusan yang dipakai menggunakan metode dari Philiponat untuk kategori tanah multilayer.

$$M_{max} = \frac{H}{n} \times Z$$

$$Z = 3D + D_{pc}$$

Keterangan:

H = Lateral Load (kg)

Z = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah (m)

D_{pc} = Tebal poer (m)

n = jumlah tiang pancang

Maka,

$$\begin{aligned} Z &= 3D + D_{pc} \\ &= (3 \times 0,8) + 1,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,6 \text{ m} \\
 M_{max} &= \frac{H}{n} \times Z \\
 &= \frac{2,126}{4} \times 3,6 \\
 &= 1,9134 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 40 \text{ ton.m}$.

Cek kekuatan momen tiang:

$$M_{max} = 1,91 \text{ ton.m} < M_{crack} = 40 \text{ ton.m (OK)}$$

Rekapitulasi kontrol terhadap momen setiap tipe pondasi dapat dilihat pada tabel-tabel berikut.

Tabel 4. 27 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P1

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	H1 (ton)	H2 (ton)	H/n (kg)	Z (cm)	Mmax (ton.m)	Mcrack (ton.m)	Ket
D+L	12	-1.24	41.055	3.42125	3.6	12.3165	40	OK
D+0.75L	12	-0.978	37.838	3.153167	3.6	11.3514	40	OK
D+0.7Ex	12	-0.947	93.553	7.796083	3.6	28.0659	40	OK
D+0.7Ey	12	1.1	65.426	5.452167	3.6	19.6278	40	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	12	-1.543	84.07	7.005833	3.6	25.221	40	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	12	-1.139	63.81	5.3175	3.6	19.143	40	OK
0.6D+0.7Ex	12	-0.869	82.278	6.8565	3.6	24.6834	40	OK
0.6D+0.7Ey	12	-0.331	54.15	4.5125	3.6	16.245	40	OK

Tabel 4. 28 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P2

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	H1 (ton)	H2 (ton)	H/n (kg)	Z (cm)	Mmax (ton.m)	Mcrack (ton.m)	Ket
D+L	9	30.438	-41.147	3.382	3.6	12.1752	40	OK
D+0.75L	9	28.37	-37.919	3.15222	3.6	11.348	40	OK
D+0.7Ex	9	95.538	-72.829	10.6153	3.6	38.2152	40	OK
D+0.7Ey	9	58.076	-61.408	6.45289	3.6	23.2304	40	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	9	83.399	-71.364	9.26656	3.6	33.3596	40	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	9	55.303	-62.798	6.14478	3.6	22.1212	40	OK
0.6D+0.7Ex	9	86.671	-61.534	9.63011	3.6	34.6684	40	OK
0.6D+0.7Ey	9	49.21	-50.113	5.46778	3.6	19.684	40	OK

Tabel 4. 29 Kontrol terhadap Momen pada Pondasi Tipe P3

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	H1 (ton)	H2 (ton)	H/n (kg)	Z (cm)	Mmax (ton.m)	Mcrack (ton.m)	Ket
D+L	4	0.137	1.435	0.35875	3.6	1.2915	40	OK
D+0.75L	4	0.118	1.221	0.30525	3.6	1.0989	40	OK
D+0.7Ex	4	1.19	1.785	0.44625	3.6	1.6065	40	OK
D+0.7Ey	4	0.333	1.47	0.3675	3.6	1.323	40	OK
D+0.75(0.7Ex)+0.75L	4	0.965	2.126	0.5315	3.6	1.9134	40	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	4	0.322	1.889	0.47225	3.6	1.7001	40	OK
0.6D+0.7Ex	4	1.166	1.553	0.38825	3.6	1.3977	40	OK
0.6D+0.7Ey	4	0.309	1.238	0.3095	3.6	1.1142	40	OK

e. Perencanaan Poer pada Kolom

1) Pondasi Tipe P1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_{u \text{ col 1}} = 1.137,15 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max (1 tiang)}} = 190,36 \text{ ton}$$

$$N = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 7,6 \times 5,6 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

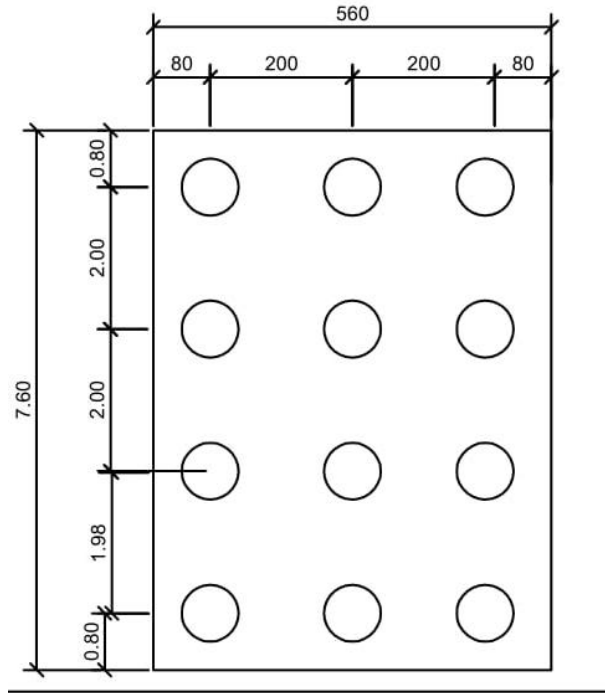
$$\text{Selimut beton} = 70 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)}$$

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1.117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 32 - \frac{1}{2}(25) = 1.092,5 \text{ mm}$$



Gambar 4. 63 Dimensi Pondasi P1

a) Kontrol Geser Ponds

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut.

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
 $= \frac{80}{80} = 1$

b_o = Keliling penampang kritis

= $2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$

= $2 (600 + 1.117,5) + 2 (600 + 1.117,5)$

= 6.870 mm

$$V_{cl} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 24.763.067,45 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{6.870} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 34.281.974,47 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 16.185.011,41 \text{ N (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\phi V_n = 0,75 \times 16.185.011,41 \text{ N}$$

$$= 12.138.758,55 \text{ N}$$

$$= 1.213,88 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > P_u = 1.137,15 \text{ ton}$$

$$1.213,88 \text{ ton} > 1.137,15 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang
 β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
 $= \frac{80}{80} = 1$
 b_o = Keliling penampang kritis
 $= (0,25 \times \pi \times (800+1.117,5))$
 $= 1.506 \text{ mm}$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser pons pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 5.428.410,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{1.506} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 27.988.733,16 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 3.547.980,67 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 3.547.980,67 \text{ N} \\ &= 2.660.985,5 \text{ N} \\ &= 266,1 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u = 190,36 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

b) Penulangan Poer

Dalam penulangan poer, digunakan metoda beban ultimate seperti pada Tabel 4.30 berikut.

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P1

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	Pu (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)
1.4D	12	1348.31	-106.84	-0.45	112.36	-8.01	-0.03	120.400
1.2D+1.6L	12	1943.64	-118.57	-2.57	161.97	-8.89	-0.16	171.023
1.2D+0.5L+QY	12	2085.13	-429.24	-2.58	173.76	-32.19	-0.16	206.115
1.2D+0.5L+QX	12	2520.21	-720.80	-7.20	210.02	-54.06	-0.45	264.527
0.9D+QY	12	1546.65	-396.99	-1.79	128.89	-29.77	-0.11	158.774
0.9+QX	12	1981.74	-688.55	-6.41	165.14	-51.64	-0.40	217.187

Untuk penulangan lentur, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Penulangan arah Y

$$P_{col\ 1} = 1.580,281 \text{ ton}$$

$$M_{col\ 1} = 68,412 \text{ tonm}$$

$$P_{col\ 2} = 939,933 \text{ ton}$$

$$M_{col\ 2} = 12,035 \text{ tonm}$$

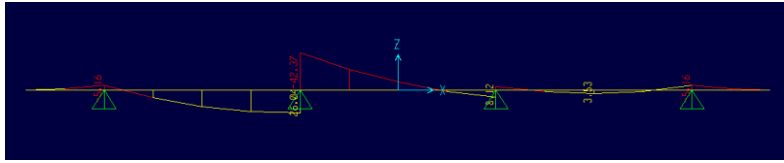
$$P_{max} = 264,527 \text{ ton}$$

$$q = 5,6 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 16,13 \text{ ton/m}$$

Berikut perhitungan momen kolom pada kondisi pertama.

$$\begin{aligned}
 M_{ul} &= 3P_{max}a_1 + 3P_{max}a_2 - \frac{1}{2}q_u L^2 \\
 &= (3 \times 264,527 \times 1) + (3 \times 264,527 \times 3) - \frac{1}{2} \times 16,13 \times 3,8^2 \\
 &= 3.057,865 \text{ ton.m} \\
 &= 3.057.865,4 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Untuk kondisi kedua, perhitungan dilakukan dengan aplikasi bantu SAP2000 dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 4. 64 Momen pada Poer Pondasi P1 Arah Y

Dari diagram tersebut dapat diperoleh nilai momen sebagai berikut.

$$M_+ = 26,04 \text{ tonm}$$

$$M_- = -42,373 \text{ tonm}$$

Berdasarkan perhitungan momen dari kedua kondisi tersebut, dapat ditentukan tulangan atas menerima $M = 42,373 \text{ tonm}$ dan tulangan bawah menerima $M = 3.057,865 \text{ tonm}$.

- Tulangan bawah

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{3.057.865,4 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 5.600 \times 1.114^2} = 4,7961 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{min} = 0,004$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,7961}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,01298 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,01298$.

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,01298 \times 1.000 \times 1.114 = 14.461,44 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \times 1.000}{14.461,44} = 55,61 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D32-50 mm.

- Tulangan atas

$$M_u = 42,373 \text{ tonm} = 42.372,5 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{42.372,5 \times 9,81 \times 1000}{0,9 \times 5.600 \times 1.117,5^2} = 0,066 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\text{Maka, } \rho_{min} = 0,004$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,066}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,0002 \end{aligned}$$

$$\text{Maka, } \rho = 0,004.$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,004 \times 1.000 \times 1.117,5 = 4.470 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1.000}{4.968,36} = 109,82 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Penulangan arah X

$$P_{col} = 1.580,281 \text{ ton}$$

$$M_{col} = 16,101 \text{ tonm}$$

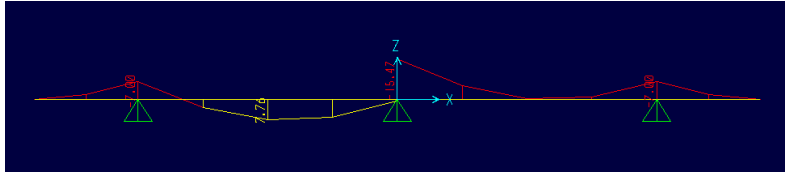
$$P_{max} = 264,527 \text{ ton}$$

$$q = 7,6 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 21,89 \text{ ton/m}$$

Berikut perhitungan momen kolom pada kondisi pertama.

$$\begin{aligned} M_{ul} &= 4P_{max}a - \frac{1}{2}q_u L^2 \\ &= (4 \times 264,527 \times 2) - \frac{1}{2} \times 21,89 \times 2,8^2 \\ &= 2.030,407 \text{ ton.m} \\ &= -2.030.407,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Untuk kondisi kedua, perhitungan dilakukan dengan aplikasi bantu SAP2000 dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 4. 65 Momen pada Poer Pondasi P1 arah X

Dari diagram tersebut dapat diperoleh nilai momen sebagai berikut.

$$M_+ = 7,76 \text{ tonm}$$

$$M_- = -15,466 \text{ tonm}$$

Berdasarkan perhitungan momen dari kedua kondisi tersebut, dapat ditentukan tulangan atas menerima $M = 15,4662 \text{ tonm}$ dan tulangan bawah menerima $M = 2.030.407,2 \text{ tonm}$.

- Tulangan bawah

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{2.030.407,2 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 7.600 \times 1.092,5^2} = 2,4398 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{min} = 0,004$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,4398}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,006$.

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,006 \times 1.000 \times 1.085,5 = 6.513 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1.000}{6.513} = 75,37 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-75 mm.

- Tulangan atas

$$M_u = 24,234 \text{ tonm} = 24.234 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{24234 \times 9,81 \times 1000}{0,9 \times 5.600 \times 1.117,5^2} = 0,0378 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{min} = 0,004$

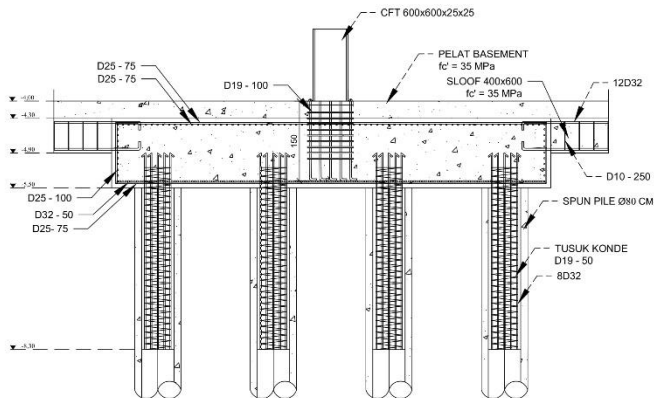
$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0378}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,00009 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,004$.

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,004 \times 1.000 \times 1.117,5 = 4.470 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1.000}{4.968,36} = 109,82 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.



Gambar 4. 66 Detail Penulangan Pondasi P1

2) Pondasi Tipe P2

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_u = 1.265,44 \text{ ton}$$

$$P_{\max} \text{ (1 tiang)} = 140,60 \text{ ton}$$

$$N = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 5,6 \times 5,6 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

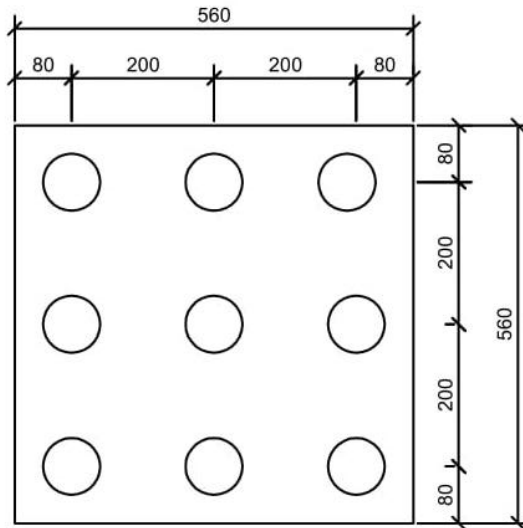
$$\text{Selimut beton} = 70 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1.117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1.092,5 \text{ mm}$$



Gambar 4. 67 Dimensi Peoer Pondasi P2

a) Kontrol Geser Ponds

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut.

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{80}{80} = 1$$

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 (600 + 1.117,5) + 2 (600 + 1.117,5)$$

$$= 6.870 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 24.763.067,45 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{6.870} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 34.281.974,47 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5$$

$$= 16.185.011,41 \text{ N (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\phi V_n = 0,75 \times 16.185.011,41 \text{ N}$$

$$= 12.138.758,55 \text{ N}$$

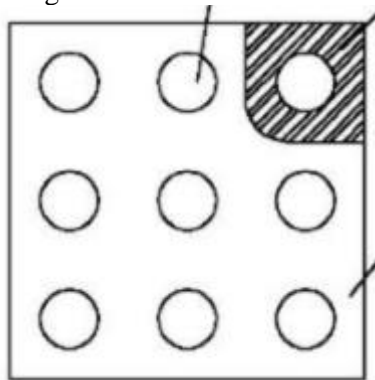
$$= 1.213,88 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > P_u - P_{u \text{ 1 tiang}} = 1.265,44 - 140,60 = 1.124,84 \text{ ton}$$

$$1.213,88 \text{ ton} > 1.124,84 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 68 Area Kritis Geser Pondasi P2 Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$= \frac{80}{80} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= (0,25 \times \pi \times (800 + 1.117,5))$$

$$= 1.506 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga

dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 5.428.410,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{1.506} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 27.988.733,16 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 3.547.980,67 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0,75 \times 3.547.980,67 \text{ N} \\ &= 2.660.985,5 \text{ N} \\ &= 266,1 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n > P_u = 140,60 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

b) Penulangan Poer

Dalam penulangan poer, digunakan metoda beban ultimate seperti pada Tabel 4.31 berikut.

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P2

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	Pu (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)
1.4D	9	676.85	-0.66	4.39	75.21	-0.06	0.37	75.63
1.2D+1.6L	9	908.18	-2.85	1.36	100.91	-0.24	0.11	101.26
1.2D+0.5L+QY	9	1427.27	-40.84	18.85	158.59	-3.40	1.57	163.56
1.2D+0.5L+QX	9	1795.45	-53.95	134.86	199.49	-4.50	11.24	215.23
0.9D+QY	9	1184.06	-39.85	18.72	131.56	-3.32	1.56	136.44
0.9+QX	9	1552.23	-52.97	59.28	172.47	-4.41	4.94	181.82

Untuk penulangan lentur, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi

kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

$$P_{col} = 1.795,446 \text{ ton}$$

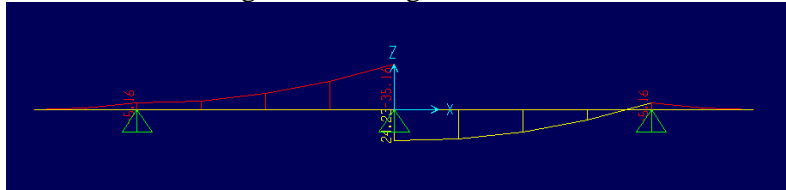
$$P_{max} = 215,228 \text{ ton}$$

$$q = 5,6 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 16,13 \text{ ton/m}$$

Berikut perhitungan momen kolom pada kondisi pertama.

$$\begin{aligned} M_{u1} &= 2P_{max}a - \frac{1}{2}q_uL^2 \\ &= (3 \times 215,228 \times 2) - \frac{1}{2} \times 16,13 \times 2,8^2 \\ &= 1.228,138 \text{ ton.m} \\ &= -1.228.138,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Untuk kondisi kedua, perhitungan dilakukan dengan aplikasi bantu SAP2000 dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 4. 69 Momen pada Poer Pondasi P3

Dari diagram tersebut dapat diperoleh nilai momen sebagai berikut.

$$M_{+} = 24,234 \text{ tonm}$$

$$M_{-} = -35,162 \text{ tonm}$$

Berdasarkan perhitungan momen dari kedua kondisi tersebut, dapat ditentukan tulangan atas menerima $M = 35,162 \text{ tonm}$ dan tulangan bawah menerima $M = 582,454 \text{ ton}$.

- Tulangan bawah

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{1.228.138,4 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 5.600 \times 1.117,5^2} = 1,9142 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,004$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,9078}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,005\end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,005$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,005 \times 1.000 \times 1.117,5 = 5.587,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \pi \times 25^2 \times 1.000}{5.587,5} = 87,85 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-75 mm.

- Tulangan atas

$$M_u = 24,234 \text{ tonm} = 24.234 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M u_1}{\phi b d x^2} = \frac{24234 \times 9,81 \times 1000}{0,9 \times 5.600 \times 1.117,5^2} = 0,0378 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,004$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0378}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,00009\end{aligned}$$

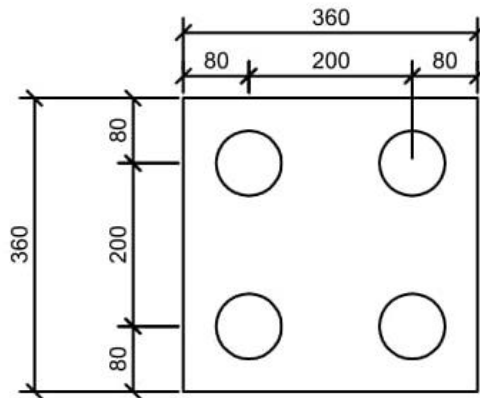
Maka, $\rho = 0,004$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,004 \times 1.000 \times 1.117,5 = 4.470 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \pi \times 25^2 \times 1.000}{4.968,36} = 109,82 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

$$d_v = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2} (25) = 1.092,5 \text{ mm}$$



Gambar 4. 71 Detail Peoer Pondasi P1

a) Kontrol Geser Ponds

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{80}{80} = 1$$

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d) \\ &= 2 (600 + 1.117,5) + 2 (600 + 1.117,5) \\ &= 6.870 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5 \\ &= 24.763.067,45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{6.870} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5 \\ &= 34.281.974,47 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 6.870 \times 1.117,5 \\ &= 16.185.011,41 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

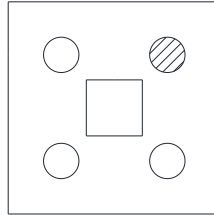
Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 16.185.011,41 \text{ N} \\ &= 12.138.758,55 \text{ N} \\ &= 1.213,88 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &> P_u - P_{u1 \text{ tiang}} = 162,2 \text{ ton} \\ 1.213,88 \text{ ton} &> 162,2 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 72 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
 $= \frac{80}{80} = 1$

b_o = Keliling penampang kritis
 $= (0,25 \times \pi \times (800+1.117,5))$
 $= 1.506 \text{ mm}$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser pons pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 5.428.410,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.117,5}{1.506} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 27.988.733,16 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.506 \times 1.117,5 \\ &= 3.547.980,67 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 3.547.980,67 \text{ N} \\ &= 2.660.985,5 \text{ N} \\ &= 266,1 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u = 140,60 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

b) Penulangan Poer Pondasi P3

Dalam penulangan poer, digunakan metoda beban ultimate seperti pada Tabel 4.32 berikut.

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Beban Ultimate pada Poer P3

Kombinasi Beban	Jumlah Tiang Pancang	Pu (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	P/n	$\frac{M_1 y_{max}}{\sum y^2}$	$\frac{M_2 x_{max}}{\sum x^2}$	Pmax (ton)
1.4D	9	676.85	-0.66	4.39	75.21	-0.06	0.37	75.63
1.2D+1.6L	9	908.18	-2.85	1.36	100.91	-0.24	0.11	101.26
1.2D+0.5L+QY	9	1427.27	-40.84	18.85	158.59	-3.40	1.57	163.56
1.2D+0.5L+QX	9	1795.45	-53.95	134.86	199.49	-4.50	11.24	215.23
0.9D+QY	9	1184.06	-39.85	18.72	131.56	-3.32	1.56	136.44
0.9+QX	9	1552.23	-52.97	59.28	172.47	-4.41	4.94	181.82

Untuk penulangan lentur, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

$$P_{col} = 219,566 \text{ ton}$$

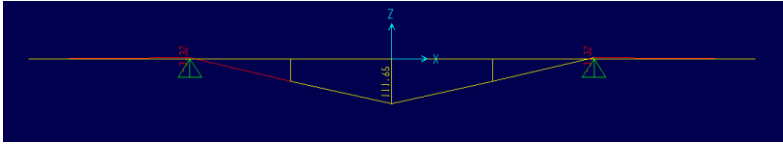
$$P_{max} = 56,073 \text{ ton}$$

$$q = 3,6 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 10,37 \text{ ton/m}$$

Berikut perhitungan momen kolom pada kondisi pertama.

$$\begin{aligned} M_{ul} &= 2P_{max}a - \frac{1}{2}q_u L^2 \\ &= (2 \times 56,073 \times 1) - \frac{1}{2} \times 10,37 \times 1,8^2 \\ &= 95,347 \text{ ton.m} \\ &= -95.347 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Untuk kondisi kedua, perhitungan dilakukan dengan aplikasi bantu SAP2000 dengan hasil sebagai berikut.



Gambar 4. 73 Momen pada Poer Pondasi P3

Dari diagram tersebut dapat diperoleh nilai momen sebagai berikut.

$$M_+ = 111,65 \text{ tonm}$$

$$M_- = -3,318 \text{ tonm}$$

Berdasarkan perhitungan momen dari kedua kondisi tersebut, dapat ditentukan tulangan atas menerima $M = 2,765 \text{ tonm}$ dan tulangan bawah menerima $M = 111,338 \text{ ton}$.

- Tulangan bawah

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{111.650 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 3.600 \times 1.117,5^2} = 0,2707 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,004$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,004$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,2707}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,0007 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,004$.

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0,004 \times 1.000 \times 1.117,5 = 4.470 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1.000}{4.968,36} = 109,82 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Tulangan atas

$$M_u = 3,318 \text{ tonm} = 3.318,4 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_{u1}}{\phi b d x^2} = \frac{3.318,4 \times 9,81 \times 1000}{0,9 \times 3.600 \times 1.117,5^2} = 0,008 \text{ Mpa}$$

balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 20% beban aksial kolom.

Berikut data perencanaan sloof pondasi.

Dimensi sloof = 400 mm × 600 mm

Mutu beton = 35 MPa

Mutu baja = 400 MPa

Diameter tulangan = D32

Diameter Sengkang = D10

Selimut beton = 50 mm

Bentang = 8 m

Gaya aksial kolom = 1.324.139,68 kg

Pu sloof = 20% × 1.324.139,68 = 264.827,94 kg

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara poer harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450.

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400 \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

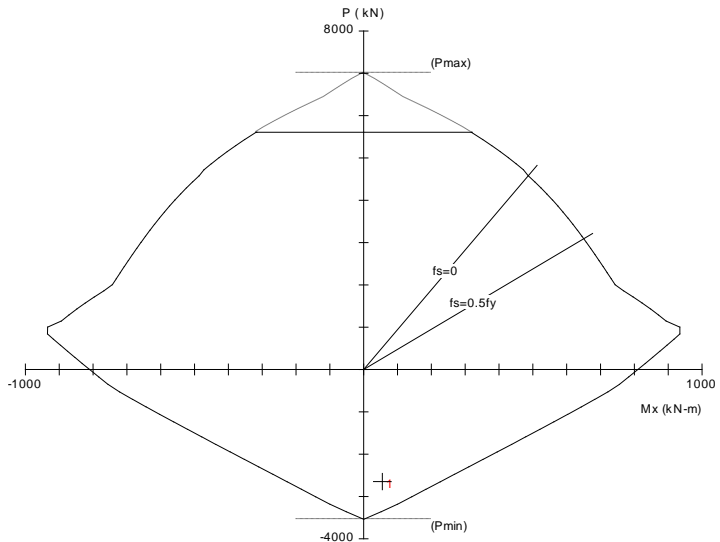
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini

$$q_d = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

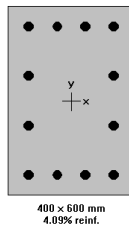
$$q_u = 1,2 \times 576 = 691,2 \text{ kg/m}$$

$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{8} \times q_u \times l^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{8} \times 576 \times 8^2 \\
 &= 5.529,6 \text{ kgm} \\
 P_{u \text{ sloof}} &= 264.827,94 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 75 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4. 76 Hasil Penulangan Sloof Menggunakan PCA Column

Dari hasil analisis PCA Column diperoleh penulangan seperti pada Gambar 4.74 dan Gambar 4.75.

$$\rho = 0,0409$$

Dipasang tulangan 12D32.

Cek Lebar Sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut.

$$\begin{array}{rcl}
 2 \times \text{selimut beton } (c_c = 40 \text{ mm}) & = & 2 \times 50 = 100 \text{ mm} \\
 2 \times \text{senggang } (D_b = 10 \text{ mm}) & = & 2 \times 10 = 20 \text{ mm} \\
 4 \times D32 & = & 4 \times 32 = 128 \text{ mm} \\
 3 \text{ kali jarak antara } 25 \text{ mm} & = & \underline{3 \times 25 = 75 \text{ mm}} \\
 \text{Total} & = & 323 \text{ mm}
 \end{array}$$

Total lebar < Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2, penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 400 \times 600 = 240.000 \text{ mm}^2$$

$$D = 600 - 50 - 10 - \frac{1}{2}32 = 524 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2.648.279,4}{14 \times 240.000} \right) 1 \sqrt{35} \times 400 \times 524 \\
 &= 376.951,14 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 376.951,14 = 282.713,36 \text{ N} = 28.271,34 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q u \cdot l = \frac{1}{2} 691,2 \times 8 = 2.764,8 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$28.271,34 \text{ kg} > 2.764,8 \text{ kg} \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{524}{2} = 264 \text{ mm}$

- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2D10 – 250 mm.

g. Perencanaan tulangan tiang pancang

Perencanaan tulangan longitudinal

Berikut perencanaan sambungan pile cap dengan tiang pancang.

1) P1

$$D = 800 - (2 \times 100) = 560 \text{ mm}$$

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33.892,2 \text{ MPa}$$

$$B1 = 0,673$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d_b = D22$$

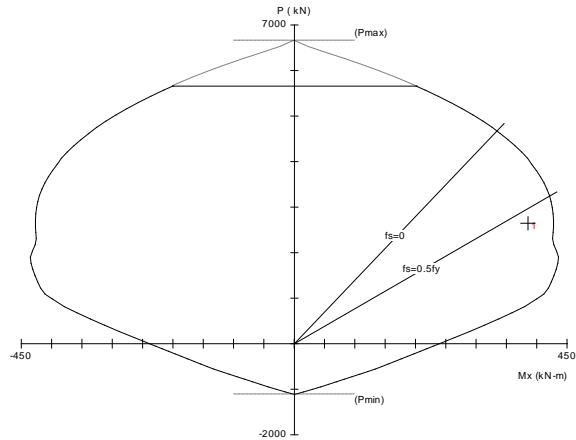
$$c_c = 50 \text{ mm}$$

Beban yang diterima tiang pancang adalah sebagai berikut.

$$P_u = 264,527 \text{ ton}$$

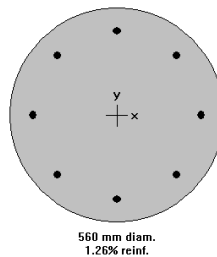
$$M_u = 38,483 \text{ tonm}$$

Dari PCA column diperoleh diagram interaksi aksial-momen tiang pancang sebagai Gambar 4.76 berikut.



Gambar 4. 77 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P1

Dari hasil analisis PCA column diperoleh penulangan nilai $\rho = 0,0126$ dan digunakan tulangan 8D22 ($A_s = 3.096 \text{ mm}^2$) seperti pada Gambar 4.77.



Gambar 4. 78 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P1

2) P2

$$D = 800 - (2 \times 100) = 560 \text{ mm}$$

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33.892,2 \text{ MPa}$$

$$B1 = 0,673$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$d_b = D29$

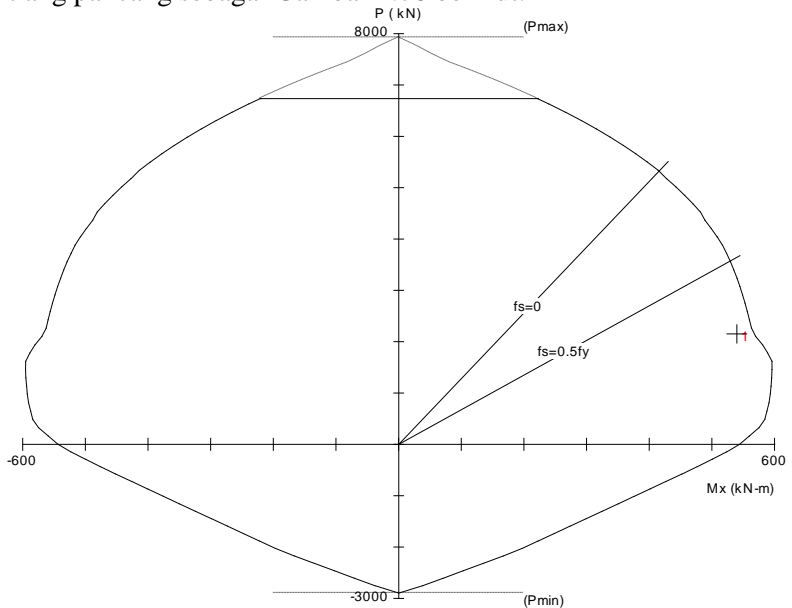
$c_c = 50 \text{ mm}$

Beban yang diterima tiang pancang adalah sebagai berikut.

$P_u = 215,228 \text{ ton}$

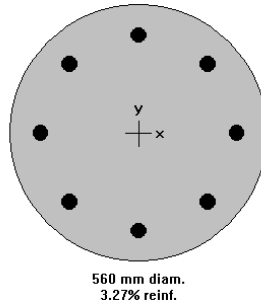
$M_u = 53,944 \text{ tonm}$

Dari PCA column diperoleh diagram interaksi aksial-momen tiang pancang sebagai Gambar 4.78 berikut.



Gambar 4. 79 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P2

Dari hasil analisis PCA column diperoleh penulangan nilai $\rho = 0,0327$ dan digunakan tulangan 8D36 ($A_s = 8.048 \text{ mm}^2$) seperti pada Gambar 4.79.



Gambar 4. 80 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P2

3) P3

$$D = 800 - (2 \times 100) = 560 \text{ mm}$$

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33.892,2 \text{ MPa}$$

$$B1 = 0,673$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d_b = D29$$

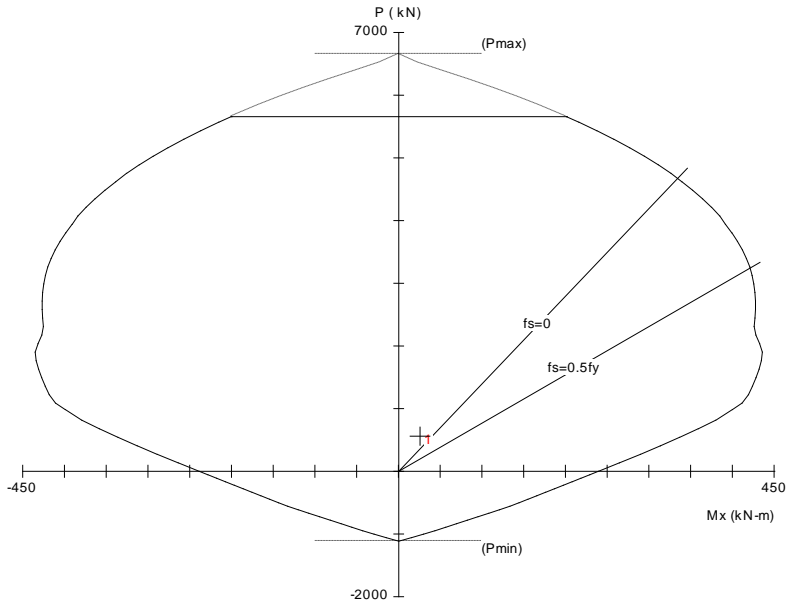
$$c_c = 50 \text{ mm}$$

Beban yang diterima tiang pancang adalah sebagai berikut.

$$P_u = 56,073 \text{ ton}$$

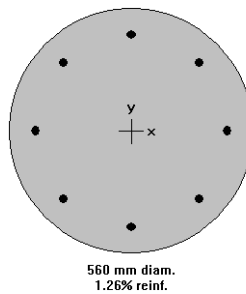
$$M_u = 2,555 \text{ tonm}$$

Dari PCA column diperoleh diagram interaksi aksial-momen tiang pancang sebagai Gambar 4.80 berikut.



Gambar 4. 81 Diagram Interaksi Aksial-Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P3

Dari hasil analisis PCA column diperoleh penulangan nilai $\rho = 0,0126$ dan digunakan tulangan 8D22 ($A_s = 3.096 \text{ mm}^2$) seperti pada Gambar 4.81.



Gambar 4. 82 Tulangan Tiang Pancang Pondasi Tipe P3

Perencanaan tulangan spiral

Tulangan spiral direncanakan berdasarkan rumus ρ_{\min} dari SNI 2847:2013 pasal 10.9.3 dan pasal 21.6.4.4, yaitu nilai terbesar dari kedua rumus berikut.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

Ket:

ρ_s = rasio tulangan spiral

A_g = luas bruto penampang (mm^2)

A_{ch} = luas penampang sampai tepi terluar tulangan spiral (mm^2)

f_c' = mutu beton (MPa)

f_{yt} = mutu tulangan spiral (MPa)

Berikut data perhitungan yang akan digunakan.

$$A_g = 246.300,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = 166.190,26 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,45 \times \left(\frac{246.300,86}{166.190,26} - 1 \right) \frac{52}{400}$$

$$= 0,0282$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,12 \frac{52}{400}$$

$$= 0,0156$$

Maka nilai $\rho_s = 0,0282$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_s A_g = 0,0282 \times 246.300,86 = 6.945,68 \text{ mm}^2/\text{m}$$

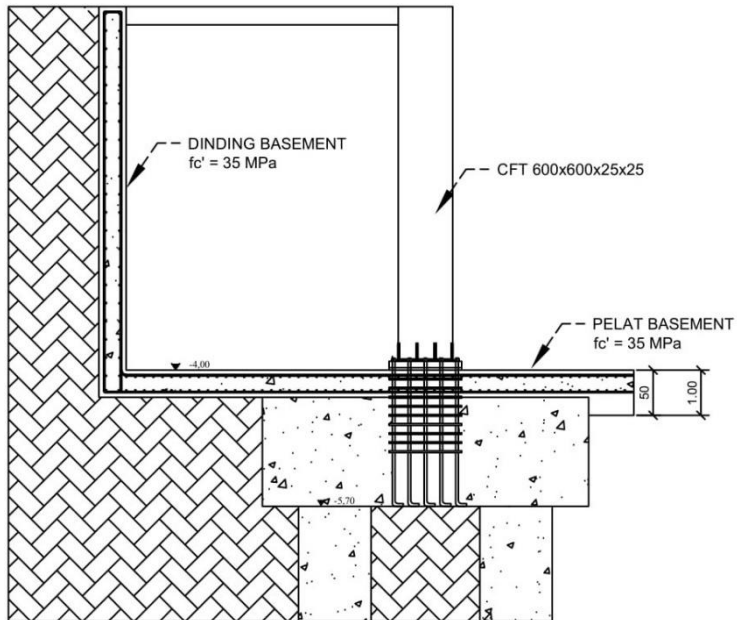
$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1.000}{6945,68} = 40,82 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan spiral D19-30 mm.

4.6.2 Perencanaan Dinding Penahan Tanah pada Basement

Dalam perencanaan gedung ini terdapat 1 lantai basement yang akan dikelilingi oleh dinding penahan tanah dengan jarak sebesar 3 m dari rencana basement.

a. Data Perencanaan



Gambar 4. 83 Dimensi Dinding Penahan Tanah

Dinding basement direncanakan menggunakan beton bertulang dengan data-data sebagai berikut.

Tebal dinding basement : 30 cm

Tinggi dinding basement : 430 cm

Mutu beton (f_c') : 35 MPa

Diameter tulangan	: D16
Mutu baja tulangan	: 400 MPa
Tebal selimut beton	: 50 mm

Beban yang bekerja berupa tekanan tanah aktif dan direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surchage load* beban kendaraan sebesar $q = 0,8 \text{ t/m}^2$.

Data tanah

$$\begin{aligned}\gamma &= 1,57 \text{ t/m}^3 \\ c &= 0,6 \text{ t/m}^2 \\ \phi &= 0\end{aligned}$$

b. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1 \\ \gamma_{\text{air}} &= 1 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1,57 - 1 = 0,57 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif akibat overburden:

Pada $Z = 0$

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= qK_a + \gamma' hK_a - 2c_u \sqrt{K_a} \\ &= 0,8 \times 1 + 0 - 2 \times 0,6 \times \sqrt{1} \\ &= -0,4 \text{ t/m}^2 \\ &= 0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Pada $Z = 4,5$

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= qK_a + \gamma' hK_a - 2c_u \sqrt{K_a} \\ &= 0,8 \times 1 + 0,57 \times 4,3 \times 1 - 2 \times 0,6 \times \sqrt{1} \\ &= 2,051 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan akibat air:

Pada $Z = 4,3$

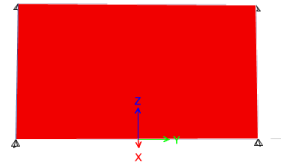
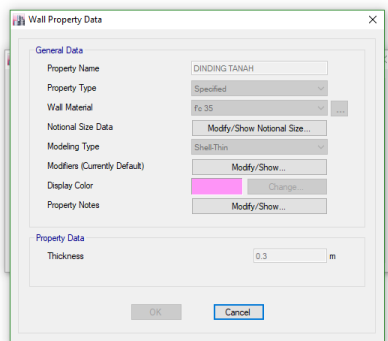
$$\sigma_{\text{air}} = \gamma_{\text{air}} h = 1 \times 4,3 = 4,3 \text{ t/m}^2$$

Sehingga jumlah beban yang diterima dinding dapat dihitung sebagai berikut.

Pada $z = 0 \text{ m}$, $\sigma = 0 \text{ kg/m}^2$.

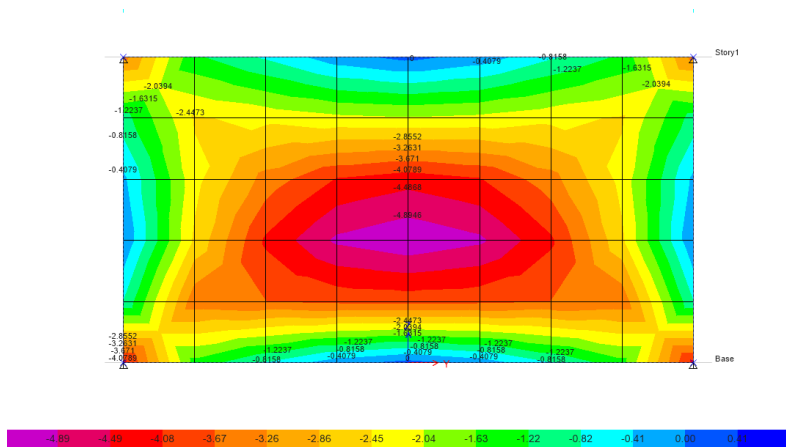
Pada $z = 4,3 \text{ m}$, $s = \sigma_v' + \sigma_{\text{air}} = 2,165 + 4,3 = 6,351 \text{ t/m}^2$.

Dinding basement tersebut dimodelkan di program ETABS 2016 dengan tipe model Shell-Thin seperti pada gambar berikut.



Gambar 4. 84 Permodelan Dinding Basement pada ETABS 2016

Dari permodelan tersebut dapat diperoleh momen yang terjadi pada dinding basement akibat beban lateral yang terjadi.



Gambar 4. 85 Hasil Permodelan Dinding Basement pada ETABS 2016

$$M_u = 5.231,5 \text{ kgm}$$

c. Perencanaan Tulangan Dinding Penahan Tanah

Berikut perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

$$M_u = 3.609,41 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - \frac{1}{2}D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2}16 \\ &= 242 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{5.231,5 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 242^2} = 0,9737 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,9737}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,0025$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 242 = 895,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{895,4} = 224,55 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

d. Perencanaan Pelat Dasar Basement

Data perencanaan pelat lantai basement:

Tebal pelat = 300 mm

Tebal selimut = 50 mm

L_x = 700 cm

L_y = 800 cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = 1,14 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 25 Mpa

Mutu tulangan = 400 MPa

Pada pelat dasar *basement* terdapat dua kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan.

1) Akibat gaya uplift air

$$d_x = h - c_c - \frac{1}{2}D$$

$$= 300 - 50 - \frac{1}{2}16$$

$$= 242 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c_c - \frac{1}{2}D - D$$

$$= 300 - 50 - \frac{1}{2}16 - 16$$

$$= 226 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{air}} &= h \times \gamma_{\text{air}} \\
 &= 4,3 \text{ m} \times 1.000 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 4.300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w_c &= d \times \gamma_c \\
 &= 0,3 \times 2.400 \\
 &= 720 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{uplift}} &= q_{\text{air}} - q_{\text{beton}} \\
 &= 4.300 - 720 \\
 &= 3.580 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{L_y}{L_x} = 1,14 < 2$, maka menurut PBI 1971, momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan basement adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_{lx} &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times 25 \\
 &= 0,001 \times 3.580 \times 7^2 \times 25 \\
 &= 4.385,5 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ly} &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times 21 \\
 &= 0,001 \times 3.580 \times 8^2 \times 21 \\
 &= 4.811,52 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{tx} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times 59 \\
 &= -0,001 \times 3.580 \times 7^2 \times 59 \\
 &= -10.349,78 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ty} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times 54 \\
 &= -0,001 \times 3.300 \times 8^2 \times 54 \\
 &= -12.372,48 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &= 0,80
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,0357
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b = 0,0268$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah X

Lapangan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{4.385,5 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 242^2} = 0,8162 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,8162}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 442 = 1.635,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{895,4} = 122,94 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Tumpuan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{10.349,78 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 242^2} = 1,9263 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,9263}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,005$.

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,005 \times 1.000 \times 242 = 1.210 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{1.210} = 166,17 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Lapangan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{4.811,52 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 226^2} = 1,0268 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,0268}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0026 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 426 = 1.576,2 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{1.576,2} = 127,56 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Tumpuan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{12.372,48 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 226^2} = 2,6404 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,6404}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,007$.

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,007 \times 1.000 \times 226 = 1.582 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{1.582} = 127,09 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

2) Akibat beban parkir

$$\begin{aligned} d_x &= h - c_c - \frac{1}{2}D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2}16 \\ &= 242 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_y &= h - c_c - \frac{1}{2}D - D \\
 &= 300 - 50 - \frac{1}{2}16 - 16 \\
 &= 226 \text{ mm} \\
 q_{\text{park}} &= 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (menurut PPIUG)} \\
 w_c &= d \times \gamma_c \\
 &= 0,3 \times 2.400 \\
 &= 720 \text{ kg/m}^2 \\
 q_{\text{uplift}} &= q_{\text{parkir}} + q_{\text{beton}} \\
 &= 400 + 720 \\
 &= 1.120 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{L_y}{L_x} = 1,14 < 2$, maka menurut PBI 1971, momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan basement adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_{lx} &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times 25 \\
 &= 0,001 \times 1.120 \times 7^2 \times 25 \\
 &= 1.372 \text{ kgm} \\
 M_{ly} &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times 21 \\
 &= 0,001 \times 1.120 \times 8^2 \times 21 \\
 &= 1.505,28 \text{ kgm} \\
 M_{tx} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times 59 \\
 &= -0,001 \times 1.120 \times 7^2 \times 59 \\
 &= -3.237,92 \text{ kgm} \\
 M_{ty} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times 54 \\
 &= -0,001 \times 1.120 \times 8^2 \times 54 \\
 &= -3.870,72 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &= 0,80
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85\beta_1 f'_c \left(\frac{600}{600+f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.80 \times 35 \left(\frac{600}{600+400} \right)}{400} \\ &= 0,0357\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,0268$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah X

Lapangan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9bd^2} = \frac{1.372 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 242^2} = 0,2554 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,2554}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0006\end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 242 = 895,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{895,4} = 224,55 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Tumpuan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9bd^2} = \frac{3.237,92 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 242^2} = 0,6026 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,6026}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0015\end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 242 = 895,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{895,4} = 224,55 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Lapangan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{1.505,28 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 226^2} = 0,3212 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 \times f_{c'}'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,3212}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,0008$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 226 = 836,2 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{836,2} = 240,33 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Tumpuan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{3.870,72 \times 9,81 \times 1.000}{0,9 \times 1.000 \times 226^2} = 0,8260 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 \times f_{c'}'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,8260}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,0021$$

Maka, $\rho = 0,0037$.

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 226 = 836,2 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1.000}{836,2} = 240,33 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Metode pelaksanaan direncanakan menjadi tiga tahap utama yaitu pabrikasi, transportasi, dan konstruksi. Tahap yang paling krusial adalah pada saat proses pengangkatan modular dengan menggunakan *tower crane* karena penampang elemen modular harus kuat menahan gaya aksial yang terjadi akibat beban sendiri.
2. Hasil permodelan dan analisa SAP2000 terhadap gedung yang direncanakan di lokasi Surabaya telah memenuhi kontrol gravitasi, kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, dan kontrol simpangan.
3. Hasil perhitungan struktur primer.
 - a. Modular menggunakan balok utama dengan profil rectangular hollow section 100×50×5×5 mutu BJ 41. Kombinasi beban yang paling signifikan dalam perencanaan modular yaitu 1,2D+1,6L.
 - b. Kolom menggunakan CFT 600×600×25×25 dengan inti beton mutu 30 MPa.
 - c. Elemen modular dan kolom tergolong elemen bukan pemikul beban gempa karena kapasitasnya masih lebih besar setelah dibandingkan dengan beban yang sudah dikali faktor pembesaran defleksi.
4. Desain SPSW
 - a. Tebal SPSW yang digunakan sebesar 20 mm.
 - b. HBE yang digunakan menggunakan WF 900×300×163×30. Sedangkan elemen VBE direncanakan menggunakan CFT 700×700×25×25.

5. Hasil perencanaan sambungan.
 - a. Sambungan pada elemen-elemen modular menggunakan sambungan las setebal penampang.
 - b. Sambungan antar kolom menggunakan las tumpul dan diberi pelat di sebelah dalam CFT untuk memudahkan pemasangannya.
 - c. Pada sambungan balok modular ke kolom, digunakan pelat diafragma luar setebal 10 mm untuk mencegah terjadinya buckling pada kolom akibat gaya aksial yang disalurkan balok modular. Sambungan ini menggunakan profil *channel* dan baut 2D16 untuk memudahkan dalam pelaksanaannya.
 - d. Pada sambungan balok modular ke kolom tidak dapat memenuhi kondisi *strong column-weak beam* karena balok modular hanya menerima gaya aksial sehingga sukar leleh.
 - e. Sambungan SPSW ke elemen HBE dan VBE menggunakan las sudut.
 - f. Dimensi *base plate* yang digunakan yaitu 800×800 mm dengan ketebalan 70 mm. Baut angkur yang digunakan yaitu 16D30 mutu A325.
6. Hasil perhitungan struktur bawah.
 - a. Pondasi menggunakan tiang pancang produk PT. Waskita Beton Precast berdiameter 800 mm dengan kedalaman -28 m.
 - b. Penulangan poer menggunakan beton mutu 40 MPa dan tulangan mutu 400 MPa dengan tinggi poer sebesar 120 cm.
 - c. Dimensi sloof sebesar 40/60 cm dengan tulangan lentur 12D32 dan Sengkang D10-250 mm. Mutu beton yang digunakan sebesar 35 MPa dengan tulangan mutu 400 MPa.
 - d. Dinding *basement* direncanakan setebal 300 mm untuk menahan tekanan horizontal tanah aktif dan air. Tulangan yang digunakan yaitu D16-200 mm.
 - e. Pelat *basement* direncanakan terhadap dua kondisi yaitu kondisi tanah jenuh dengan air sehingga pelat menerima beban *uplift* dikurangi berat sendiri dan kondisi muka air

tanah rendah sehingga pelat menerima beban parkir ditambah berat sendiri. Digunakan tulangan D16-100 mm.

7. Hasil perhitungan struktur sekunder

- a. Pelat lantai menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan pelat beton setebal 12 cm dengan tulangan wire mesh mutu U-50, M8-325 untuk pelat atap, M8-275 untuk pelat lantai parkir, dan M8-300 untuk pelat lantai podium dan apartemen.
- b. Balok utama tangga dimodelkan dengan perletakan sendiri, sedangkan bagian bordes sebagai kantilever. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 4 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil WF 100×50×5×7. Balok utama tangga menggunakan profil WF 250×125×5×8.
- c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 350×250×9×14.

5.1 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur gedung dengan menggunakan sistem lantai modular lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Sehingga perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. 2016. **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)**. Chicago: AISC.
- Andrew W Lacey, Wensu Chen, Hong Hao and Kaiming Bi. 2017. “*Structural Response of Modular Buildings – An Overview*”. ***Journal of Building Engineering*** S2352-7102(17)30365-0, JOBE380.
- Azari, R., Javanifard, N., Markert, D., Strobel, K., Yap, J, August 2013. “*Modular Prefabricated Residential Construction Constraints and Opportunities*”. ***PNCCRE Technical Report #TR002***.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)**. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015)**. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2012)**. Bandung: BSN.

- Berman, J.W., Lowes, L. N., Baldvins, N. M., Low, N. A., Janes, T. N. 2010. "*Performance Based Design Tools for Steel Plate Shear Walls*". **2010 ASCE Structures Congress**.
- Berman, Jeffrey dan Michael Bruneau.2003. "*Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Wall*". **ASCE Journal of Structural Engineering**, pp.1448-1456
- Boadi-Danquah, E., Robertson, B., Fadden, M., Sutley, E. J., and Colistra, J. 2017. "*Lightweight Modular Steel Floor System for Rapidly Constructible and Reconfigurable Buildings*". **International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements**, 5(4), 562-573. doi:10.2495/cm-mem-v5-n4-562-573.
- Broad Sustainable Building, 2012. **BSB Prefabricated Construction Method Used in T30 Hotel Changsa**. Changsa: BROAD Group.
- Chen, Z., Liu, J., Yu, Y. 2017. "*Experimental Study on Interior Connections in Modular Steel Building*". **Engineering Structures** 147 (2017) 625-638.
- Cheng-xiang Xu, Sheng Peng, Jie Deng and Chong Wan. 2017. "*Study on Seismic Behavior of Encased Steel Jacket-strengthened Earthquakedamaged Composite Steel-concrete Columns*". **Journal of Building Engineering**. S2352-7102(17)30403-5. JOBE413.

- E. Hesler, Warren. 1990. “*Modular Design Where It Fits*”. ***Chemical Engineering Process*** pp 86. 76-80.
- ECT Team, Purdue, August 2015. “*Prefabricated Building*”. ***ECT Fact Sheets. Paper 7.***
- Ervianto, Wulfram Indri. 2008. “Potensi Penggunaan Sistem Modular Pada Proyek Konstruksi”. **Jurnal Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta.**
- Fathalizadeh, Ali. 2017. “*Introducing Concrete Filled Tube Structural Technology*”. **Journal of Civil Engineering Researchers.**
- Generalova, E. M., Generalov, V. P., Kuznetsova, A. A. 2016. “*Modular Buildings in Modern Construction*”. **XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”**. *Procedia Engineering* 153(2016) 167–172.
- Karimi K, Tait MJ, El-Dakhakhni WW. 2011. “*Testing and modeling of a novel FRP-encased steel–concrete composite column*”. ***Composite Structures*** 2011;93(5):1463–73.
- Lacki, P., Derlatka, A., Kasza, P. 2017. “*Comparison of steel-concrete composite column and steel column*”. ***Composite Structures*** S0263-8223(17)33195-1. COST 9121.
- Mohan, Paulose, and Kurian. 2016. “*Study on Concrete Filled Steel Tube*”. **IOSR Journal of Mechanical**

and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN: 2278-1684, p-ISSN: 2320-334X, PP 25-33.

Ozcelik, Y., Clayton, P. M. 2017. “*Strip Model for Steel Plate Shear Walls with Beam-Connected Web Plates*”. ***Engineering Structures*** 136 (2017) 369-379.

R. Harshalata, R., Ashish B., U. 2014. “*Effect of Steel Plate Shear Wall on Behavior of Structure*”. ***International Journal of Civil Engineering Research***. ISSN 2278-3652 Volume 5, Number 3 (2014), pp. 295-300. Research India Publications.

Seilie, I. F., D. Hooper, J. 2005. “***Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction***”.

Setiawan, Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LFRD*. Jakarta: Erlangga.

Zhang, X., Guo, Y. 2014. “*Behavior of steel plate shear walls with pre-compression from adjacent frame columns*”. ***Thin-Walled Structures*** 77(2014) 17-25.



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 1-6 TIPIKAL

SKALA

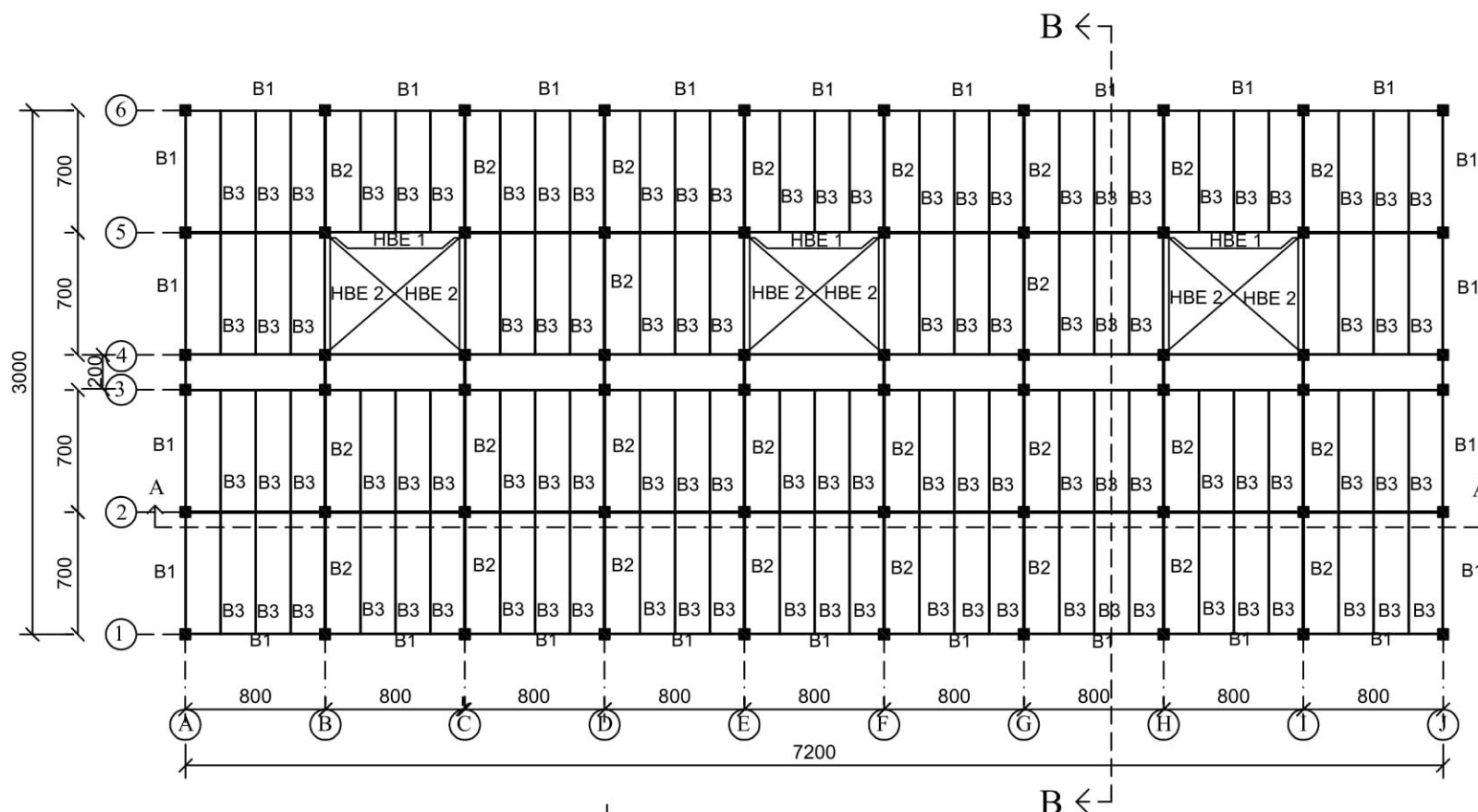
1:400

NO. LEMBAR

1

JML. LEMBAR

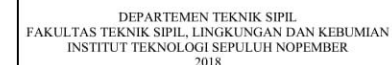
22



 **DENAH LANTAI 1-6 TIPIKAL**
SKALA 1:400

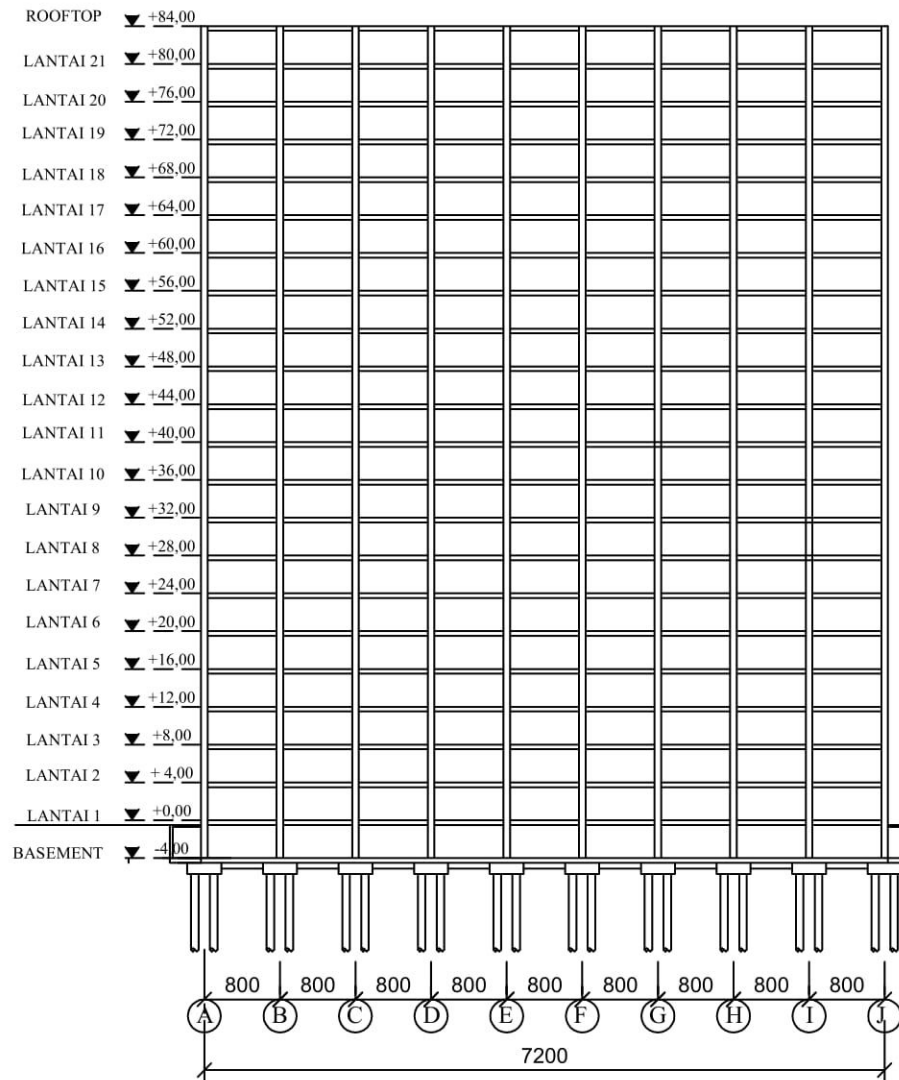
KETERANGAN:

B1 : RANGKA TEPI
B2 : RANGKA TEPI TENGAH
B3 : RANGKA TENGAH
HBE 1: WF 900x300x16x34
HBE 2: WF 800x300x16x30
S1 : BALOK BALKON
S2 : BALOK KORIDOR
TANGGA DAN LIFT BERADA DI AREA VOID



22

TANGGA DAN LIFT BERADA DI AREA VOID



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

POTONGAN A-A

SKALA

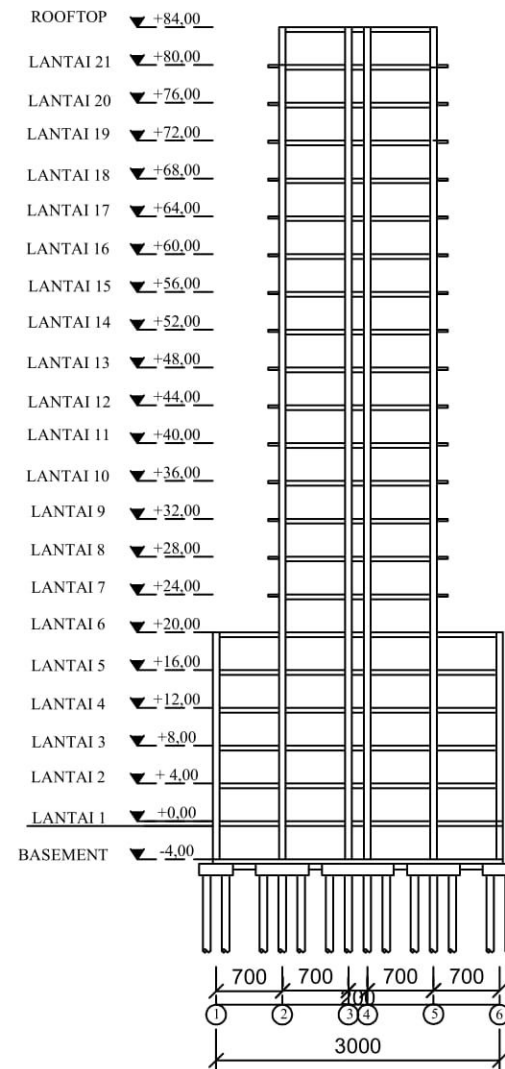
1:800

NO. LEMBAR

3

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

POTONGAN B-B

SKALA

1:800

NO. LEMBAR

4

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

LANTAI MODULAR

SKALA

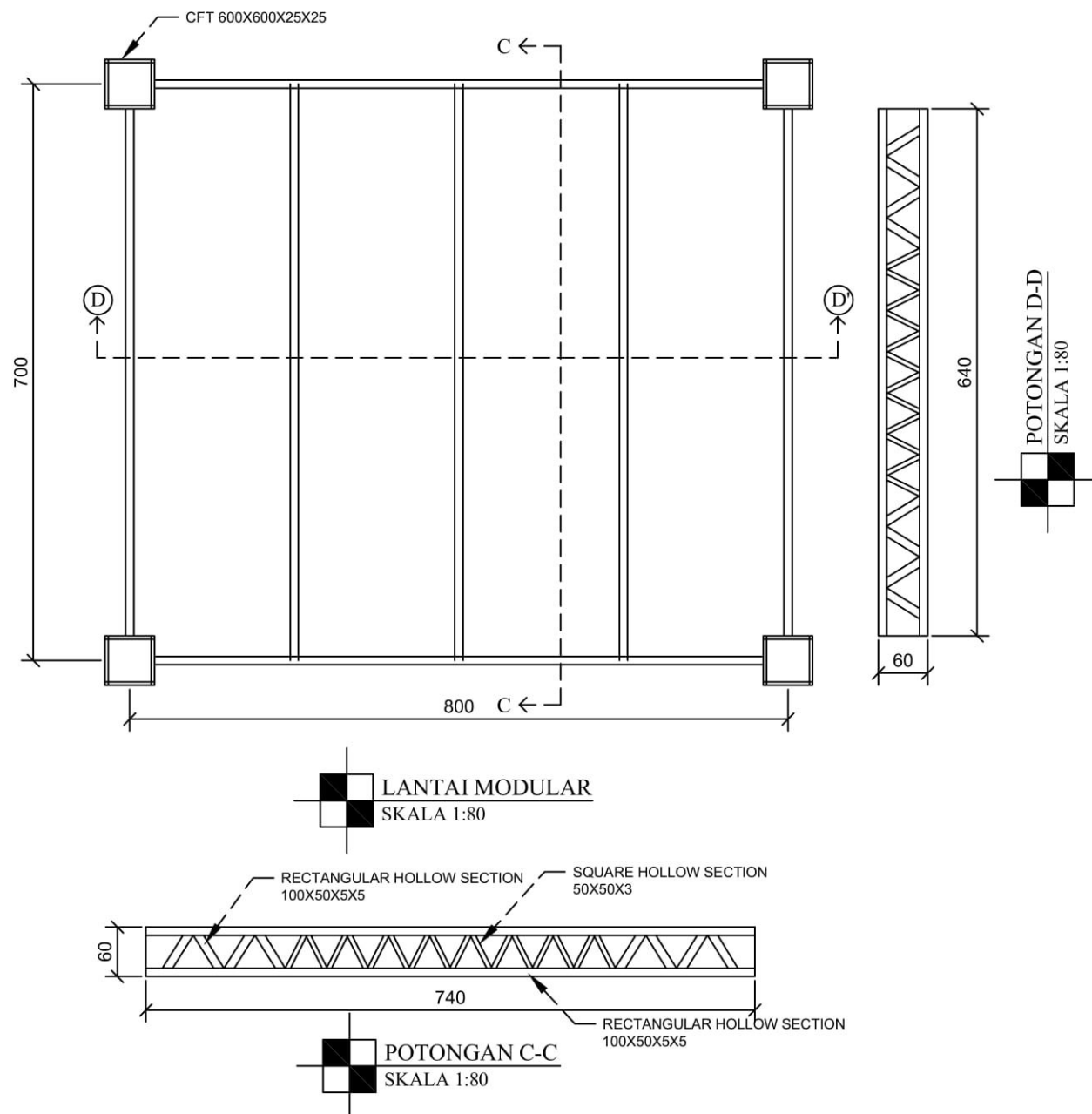
1:80

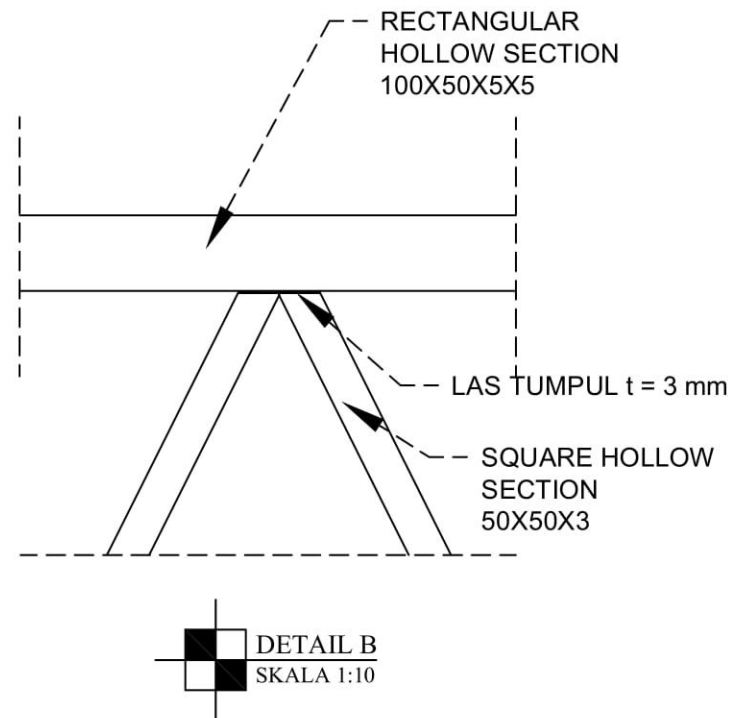
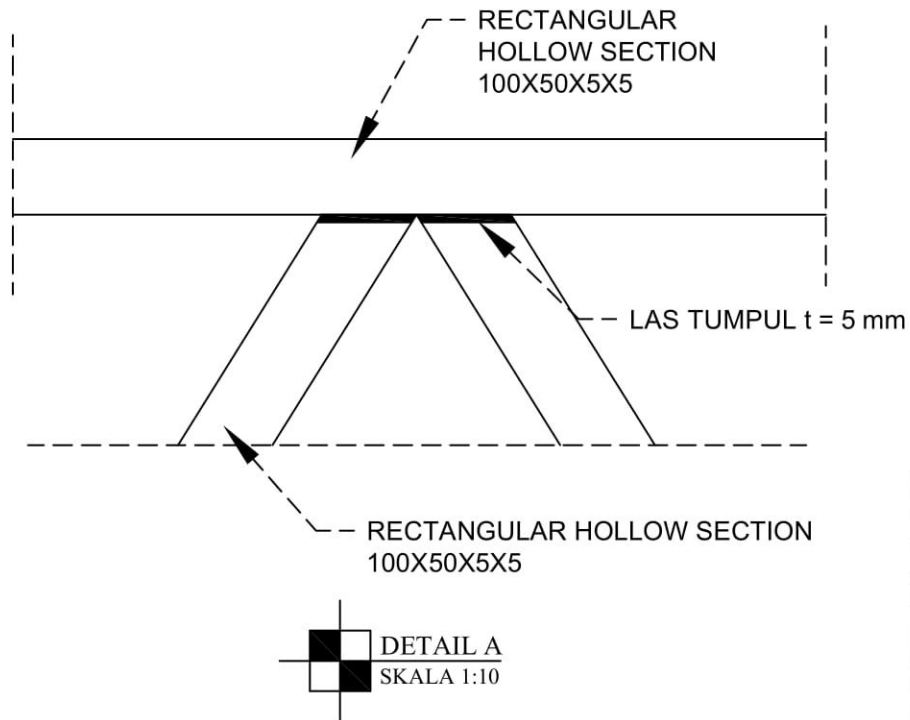
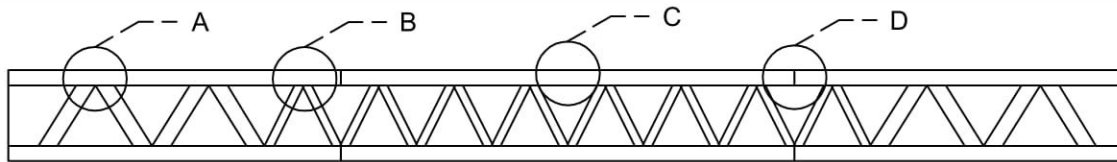
NO. LEMBAR

5

JML. LEMBAR

22





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SKALA

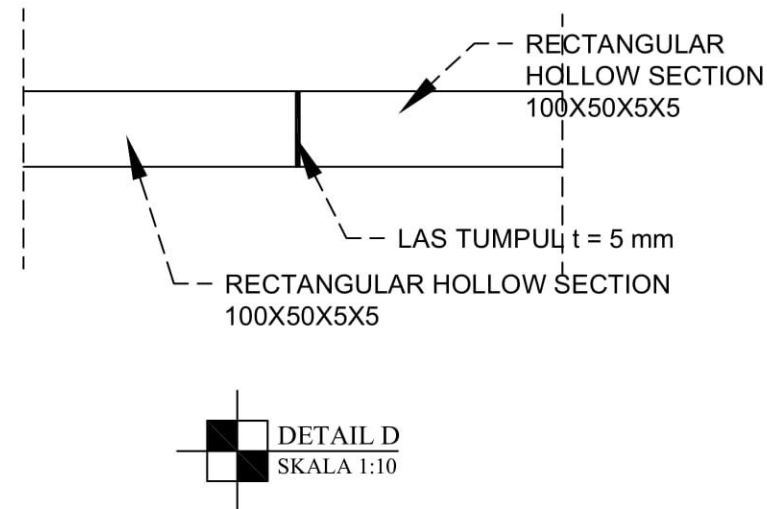
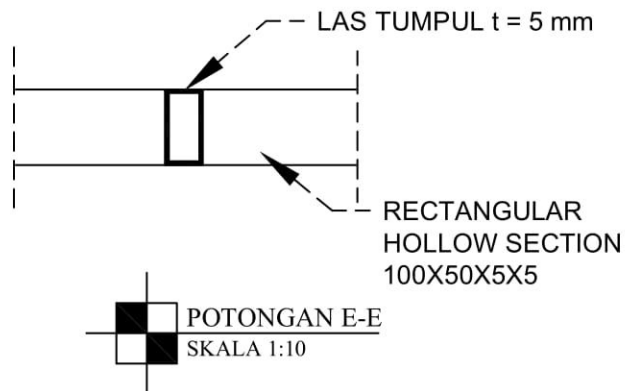
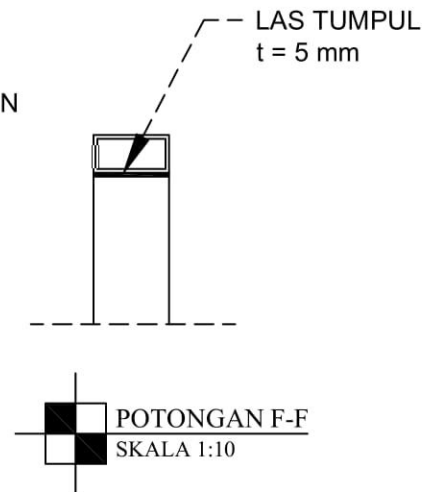
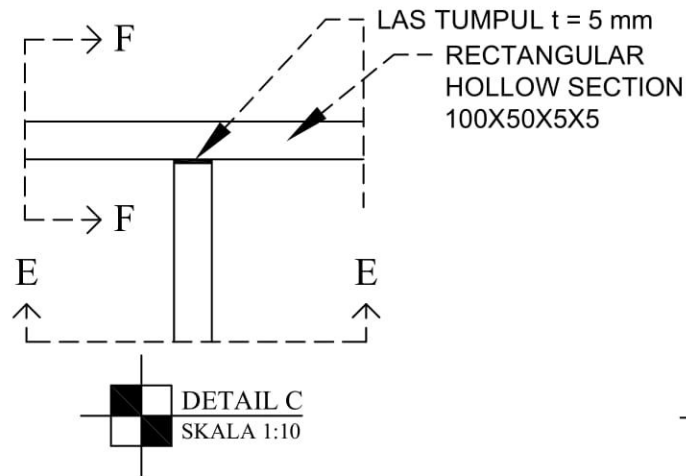
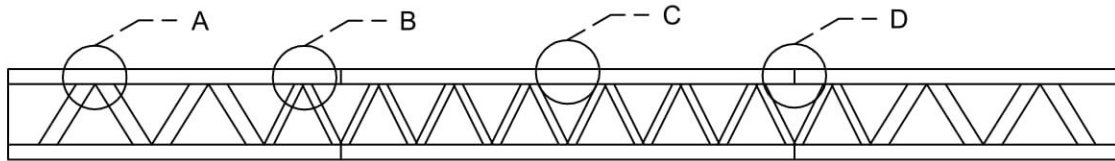
1:10

NO. LEMBAR

6

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN MODULAR
DETAIL C & D

SKALA

1:10

NO. LEMBAR

7

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN MODULAR KE
KOLOM

SKALA

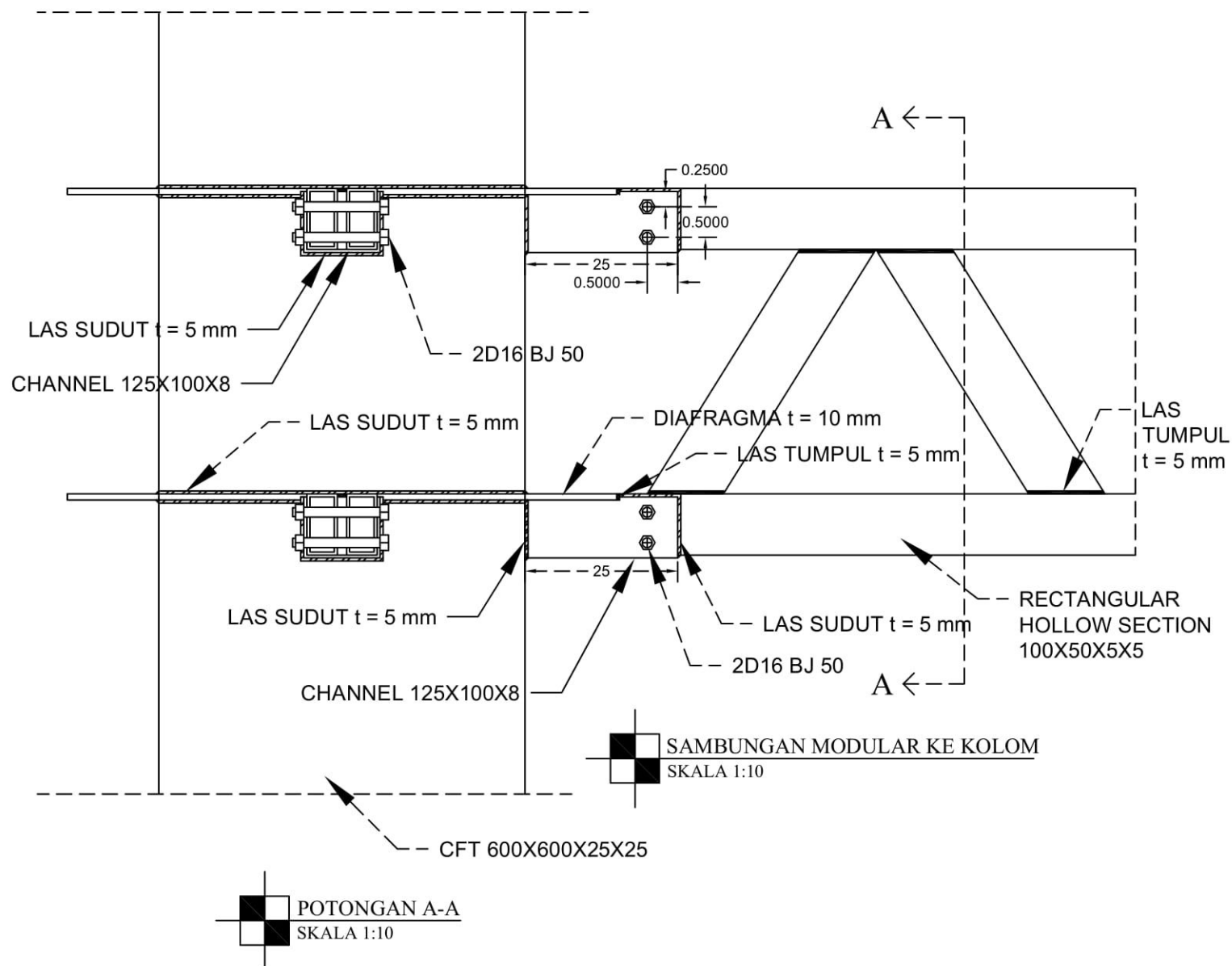
1:10

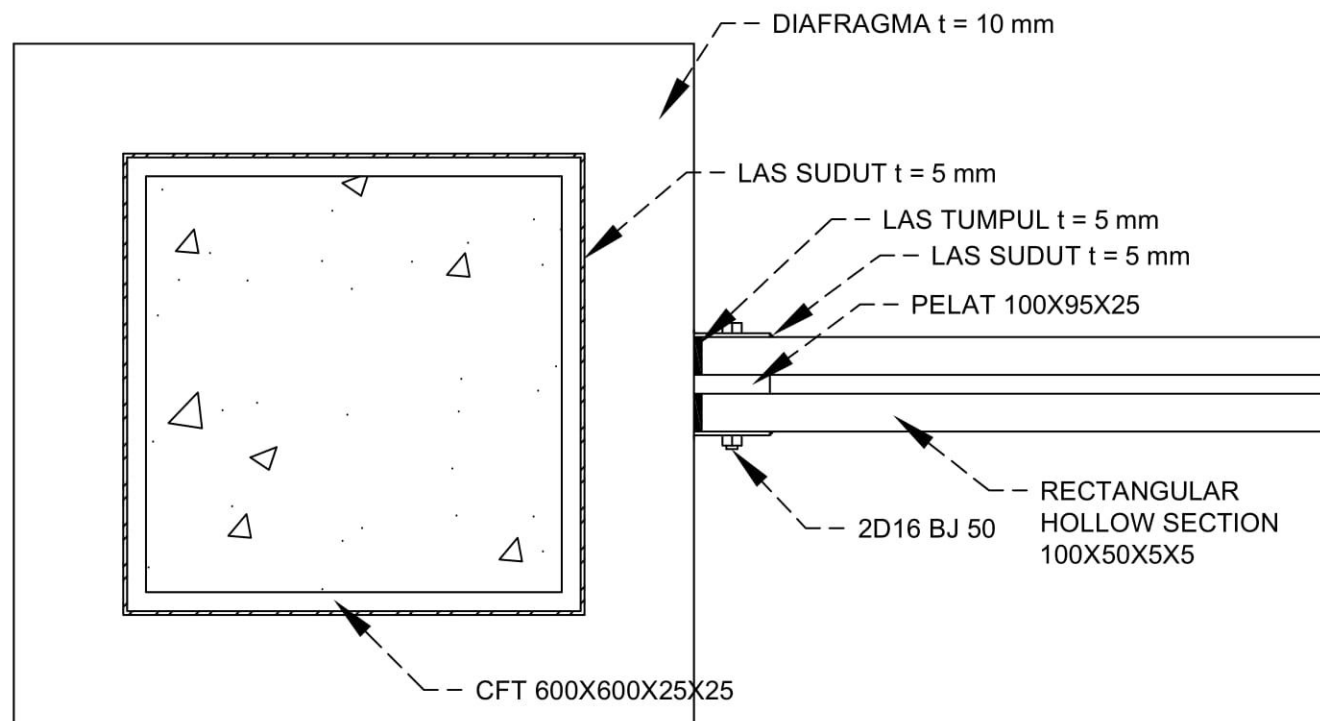
NO. LEMBAR

8

JML. LEMBAR

22





SAMBUNGAN MODULAR KE
KOLOM (TAMPAK ATAS)
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN MODULAR KE
KOLOM (TAMPAK ATAS)

SKALA

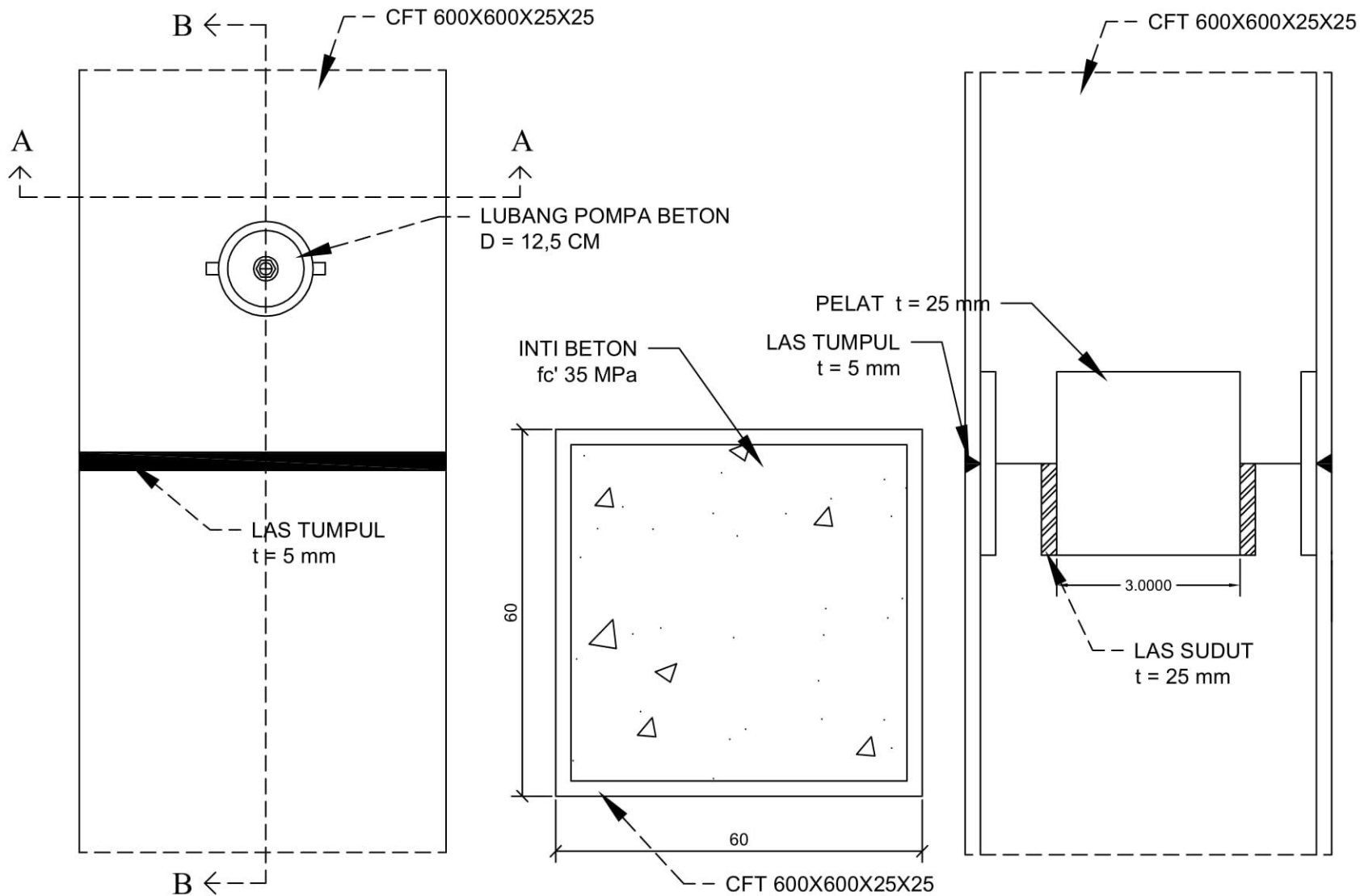
1:10

NO. LEMBAR

9

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

SKALA

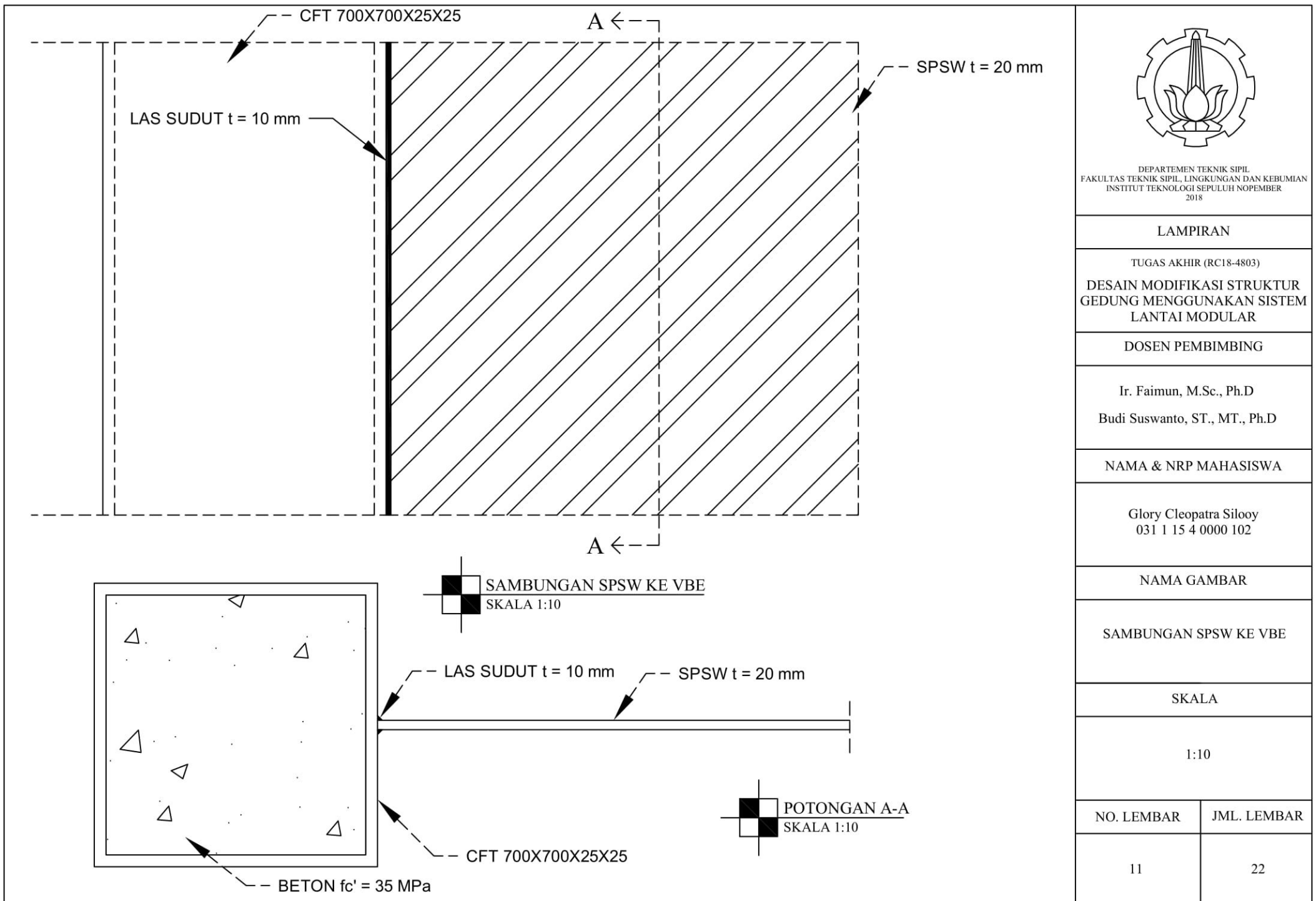
1:10

NO. LEMBAR

10

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN SPSW KE VBE

SKALA

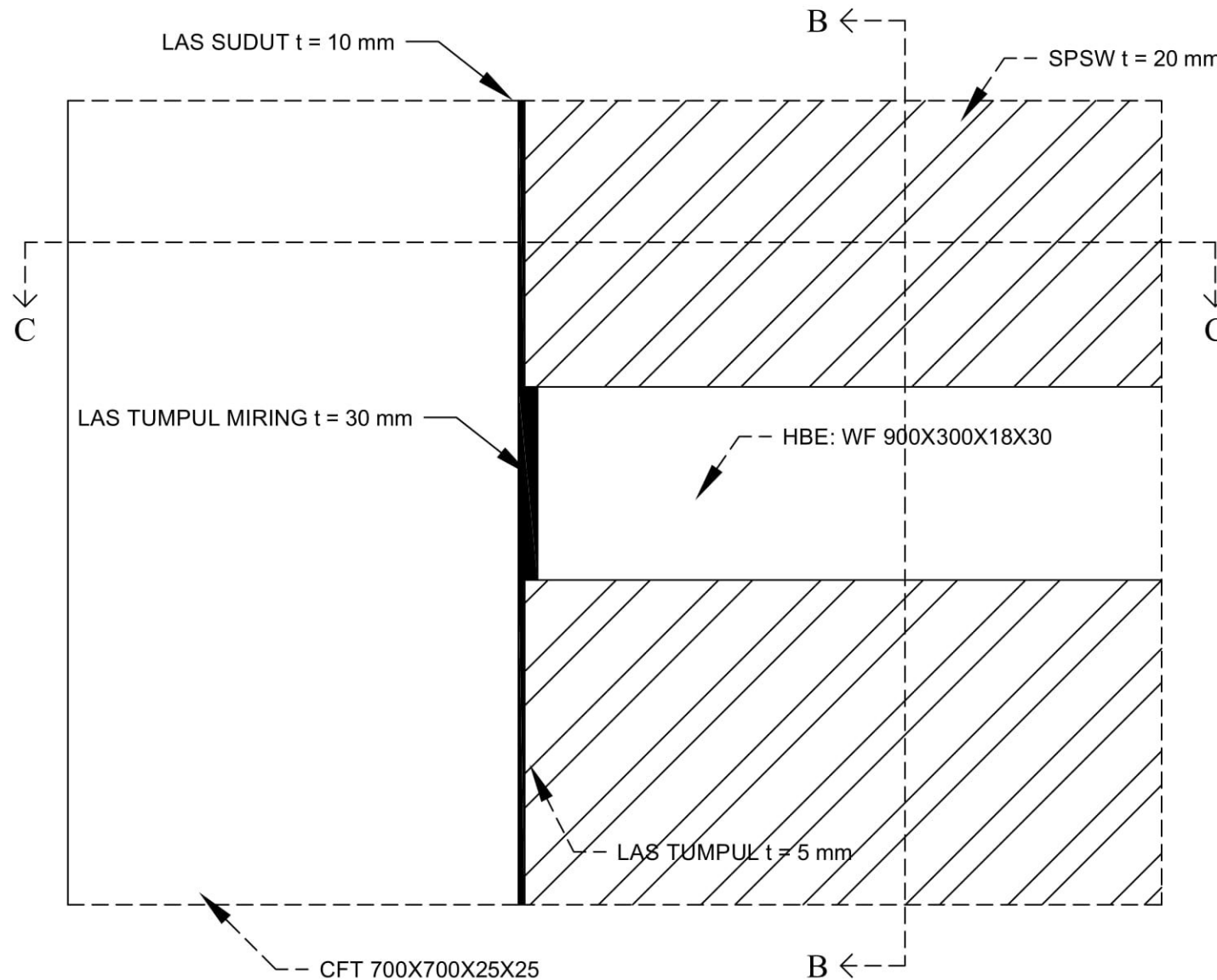
1:10

NO. LEMBAR

11

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN HBE KE VBE

SKALA

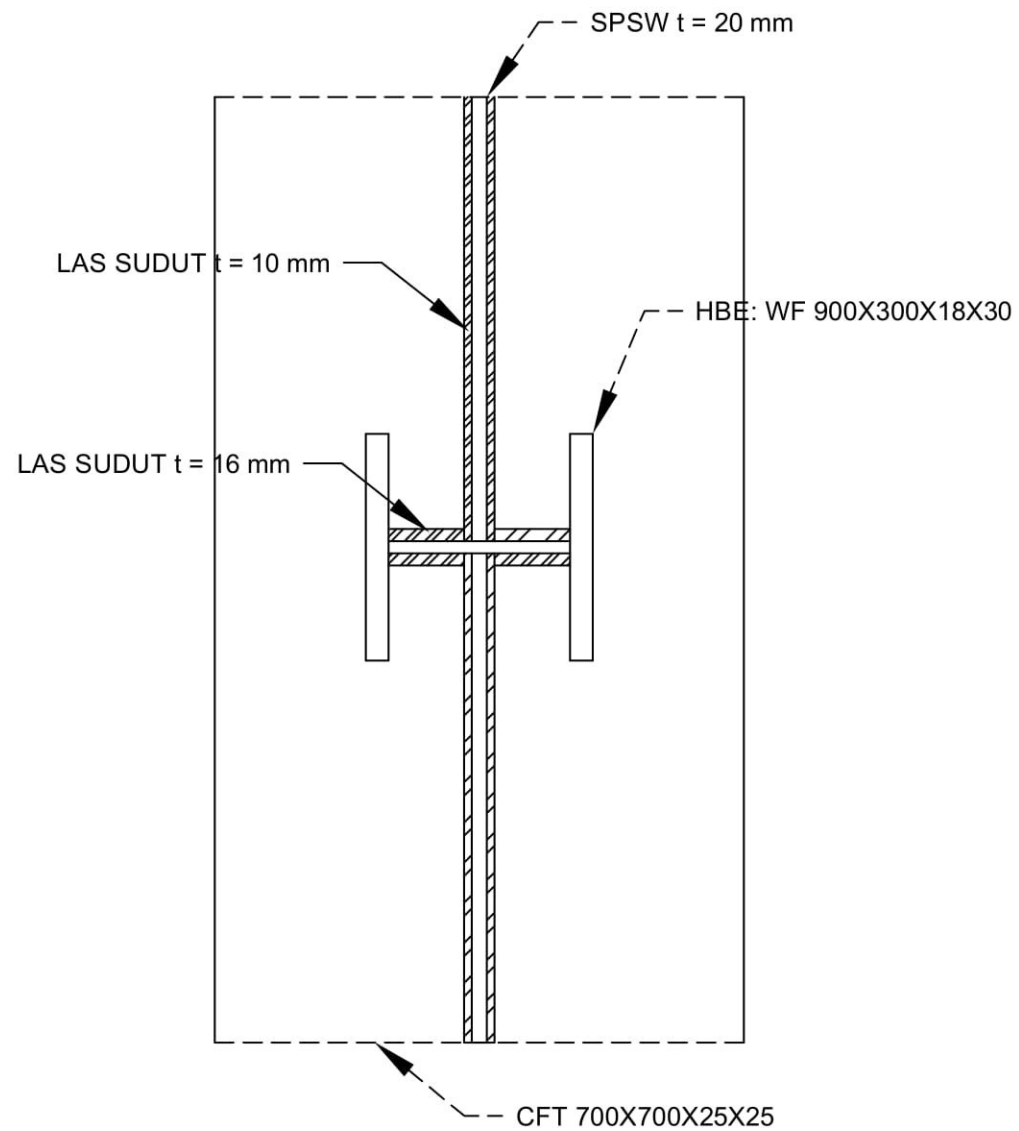
1:10

NO. LEMBAR

12

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN HBE KE VBE
POTONGAN B-B

SKALA

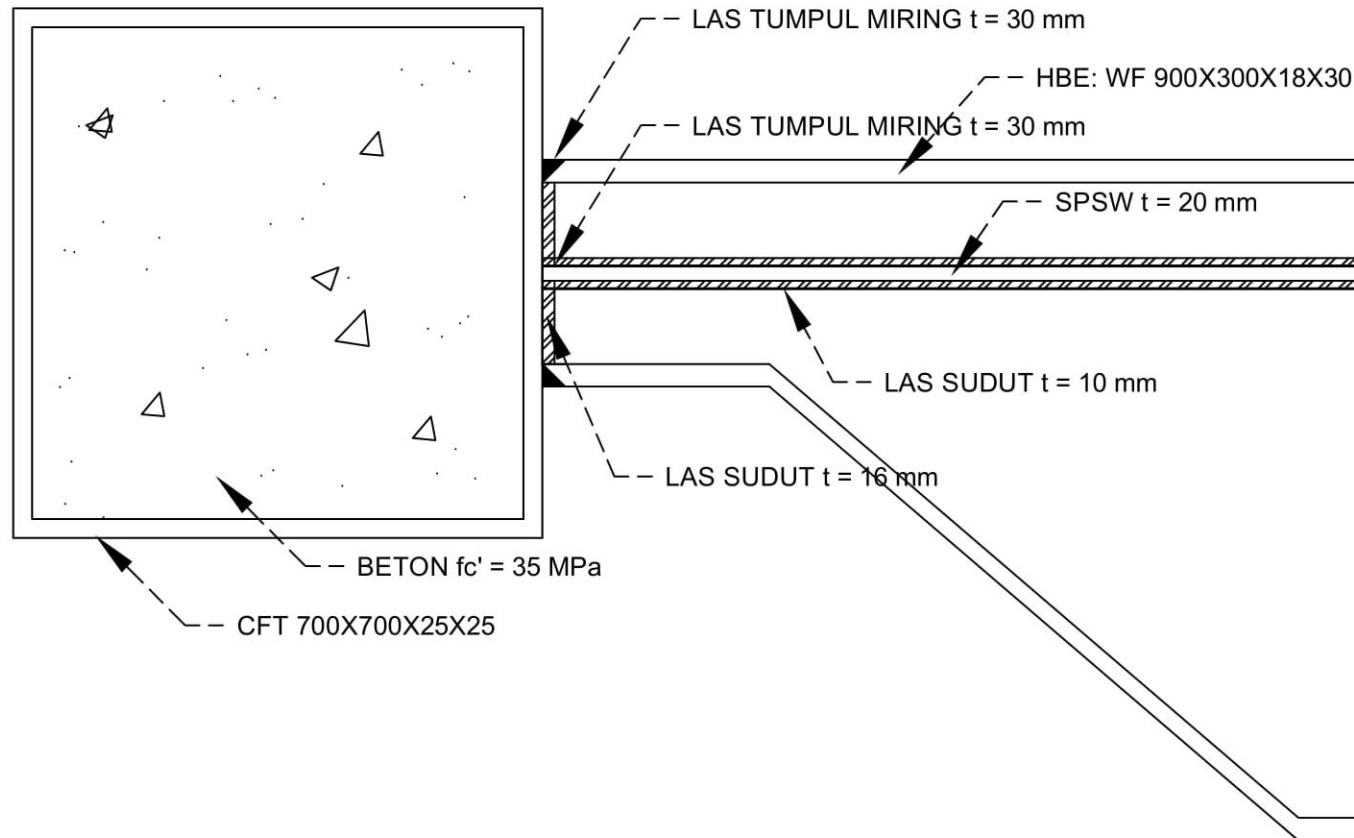
1:10

NO. LEMBAR

13

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN HBE KE VBE
POTONGAN C-C

SKALA

1:10

NO. LEMBAR

14

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM KE
BASE PLATE

SKALA

1:10
1:20

NO. LEMBAR

15

JML. LEMBAR

22

CFT 600x600x25x25

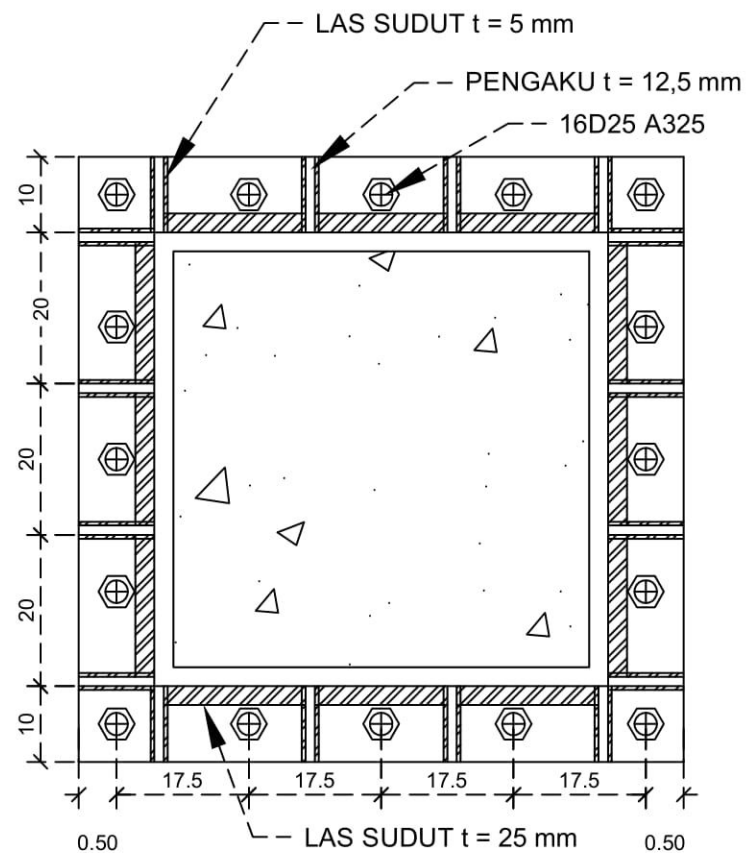
BASE PLATE
t = 70 mm

LAS SUDUT t = 5 mm
PENGAKU t = 12,5 mm
LAS SUDUT t = 25 mm

16D30 A325
GROUTING

PELAT BASEMENT

SAMBUNGAN KOLOM KE BASE PLATE
SKALA 1:20



POTONGAN A-A
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

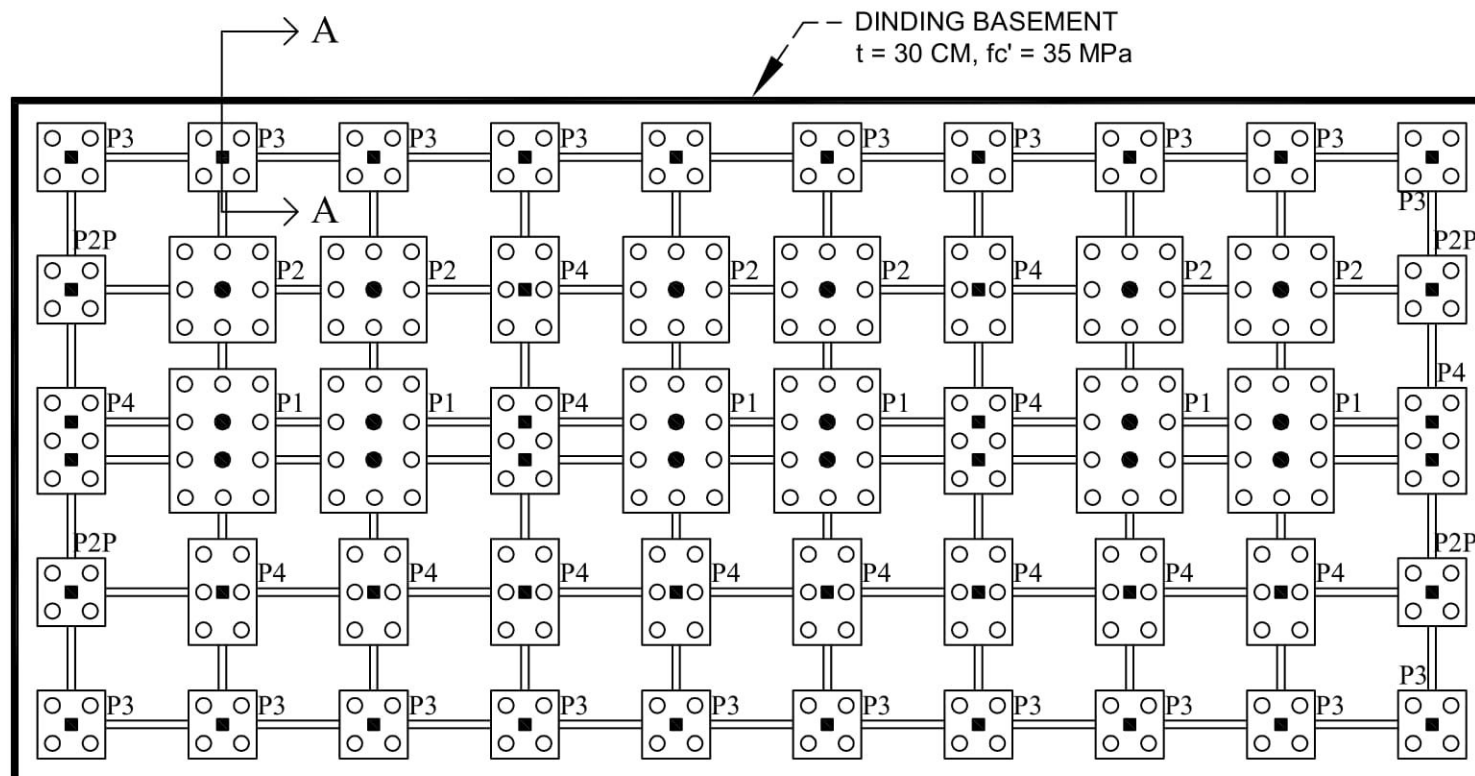
1:400

NO. LEMBAR

16

JML. LEMBAR

22



 **DENAH PONDASI DAN BASEMENT**
SKALA 1:400

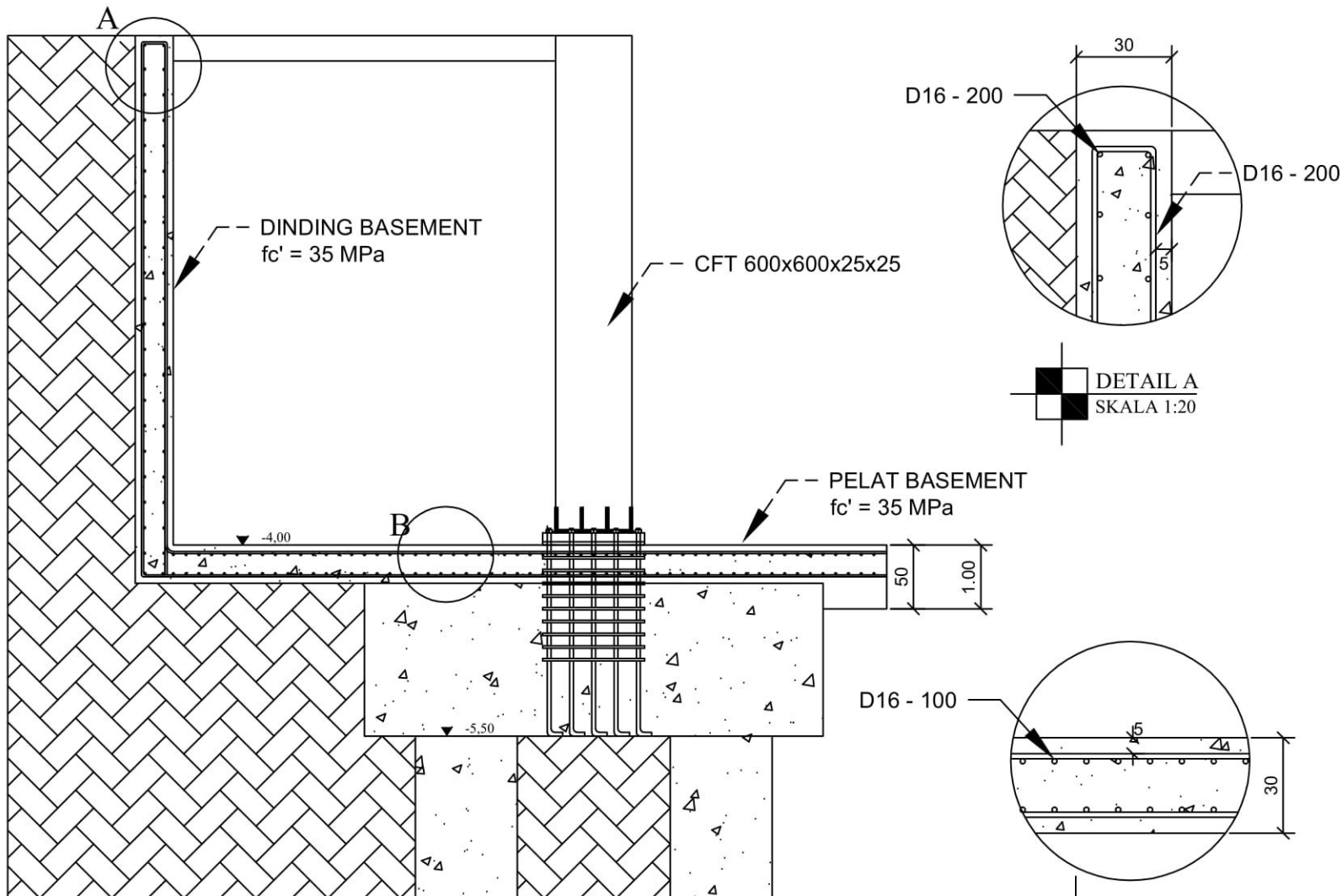
P1: D80 - 7600.5600.1200

P2: D80 - 5600.5600.1200

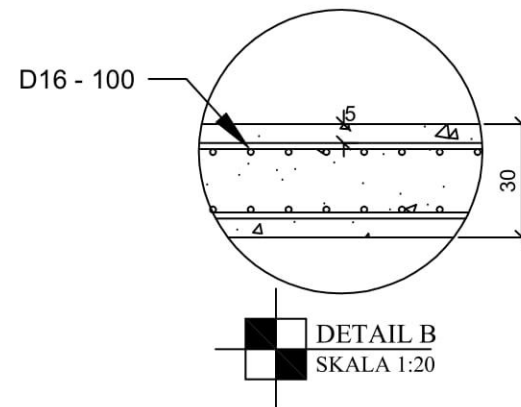
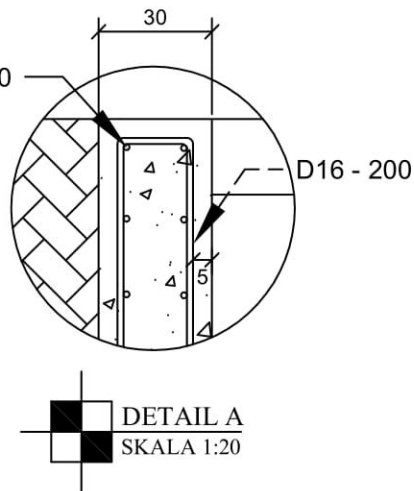
P2P: D80 - 3600.3600.1200

P3: D80 - 3600.3600.1200

P4: D80 - 5600.3600.1200




POTONGAN A-A
 SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
 LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
 031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DETAIL TULANGAN DINDING
 DAN PELAT BASEMENT

SKALA

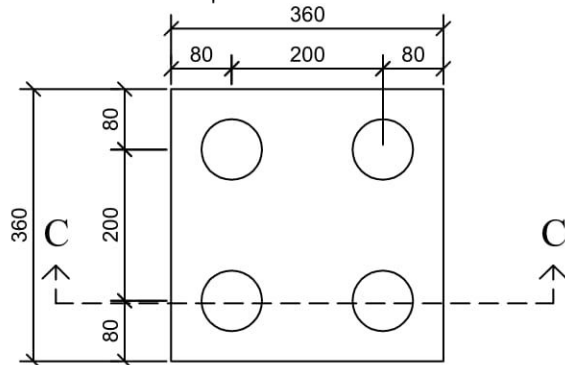
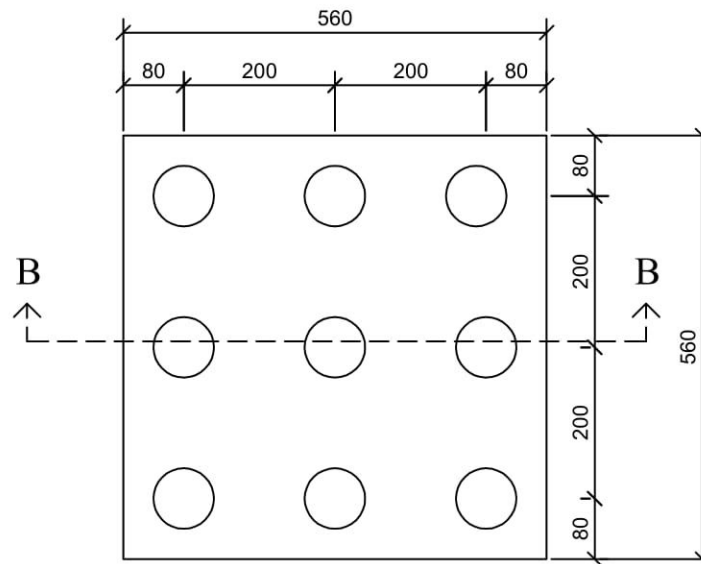
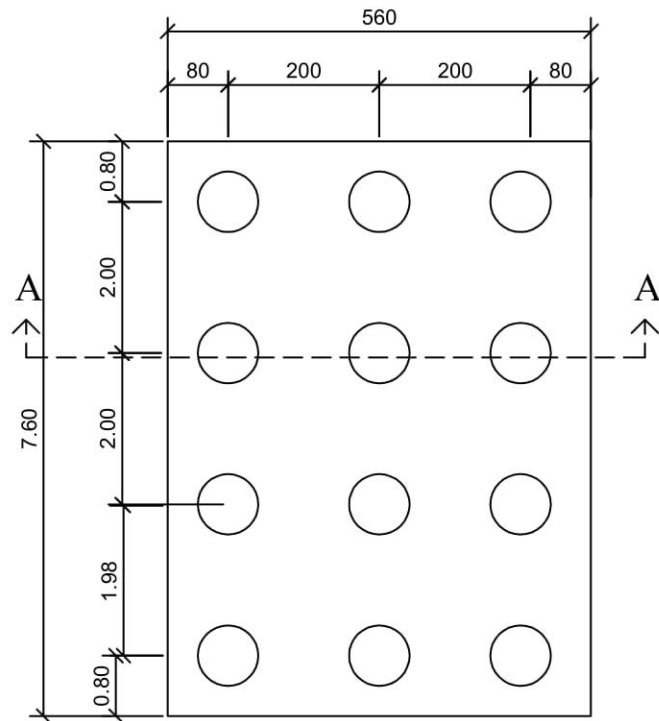
1:50
 1:20

NO. LEMBAR

17

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DETAIL TULANGAN
PONDASI TIPE P3

SKALA

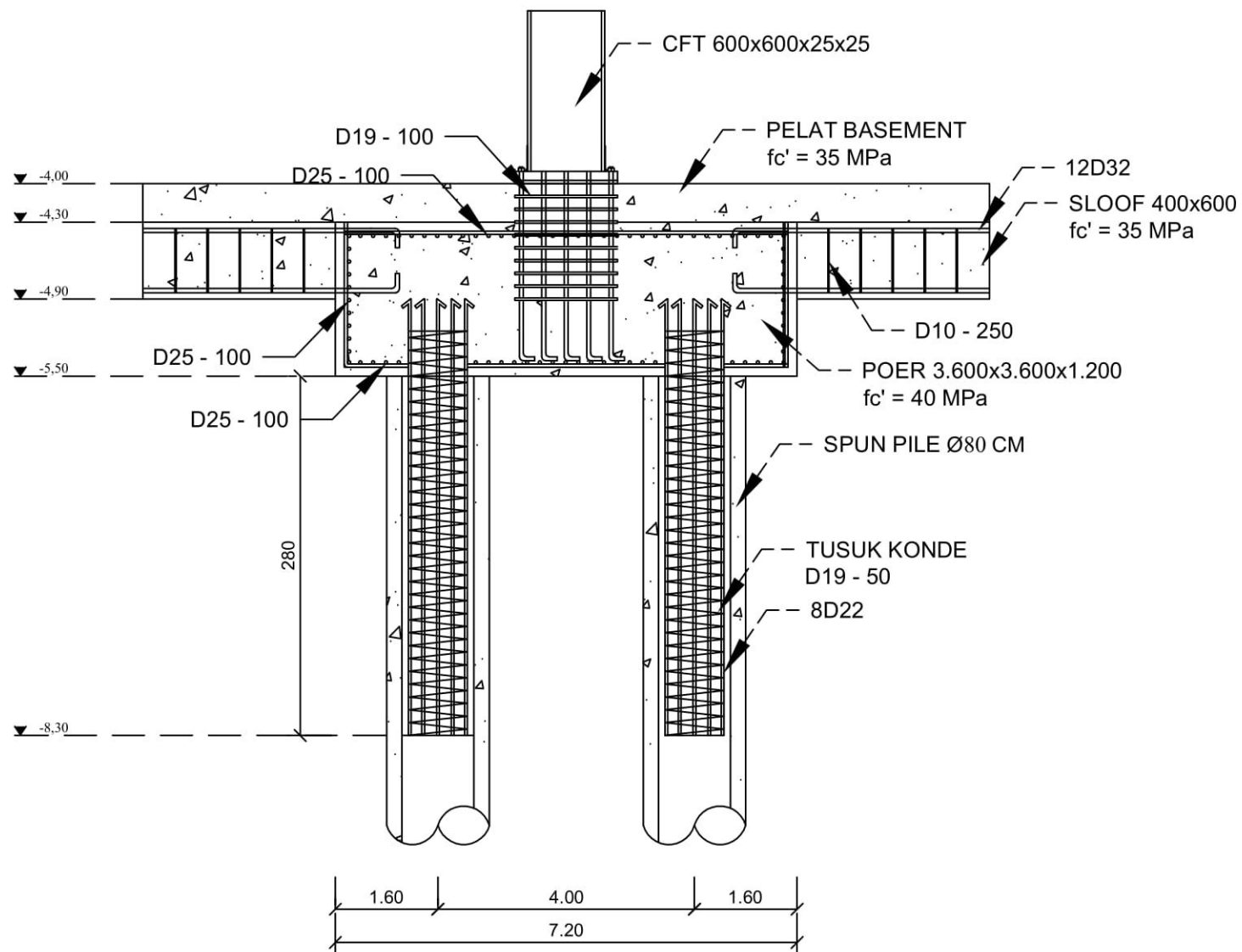
1:100

NO. LEMBAR

18

JML. LEMBAR

22



POTONGAN C-C
SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DETAIL TULANGAN
PONDASI TIPE P3

SKALA

1:50

NO. LEMBAR

19

JML. LEMBAR

22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

DETAIL TULANGAN
PONDASI TIPE P2

SKALA

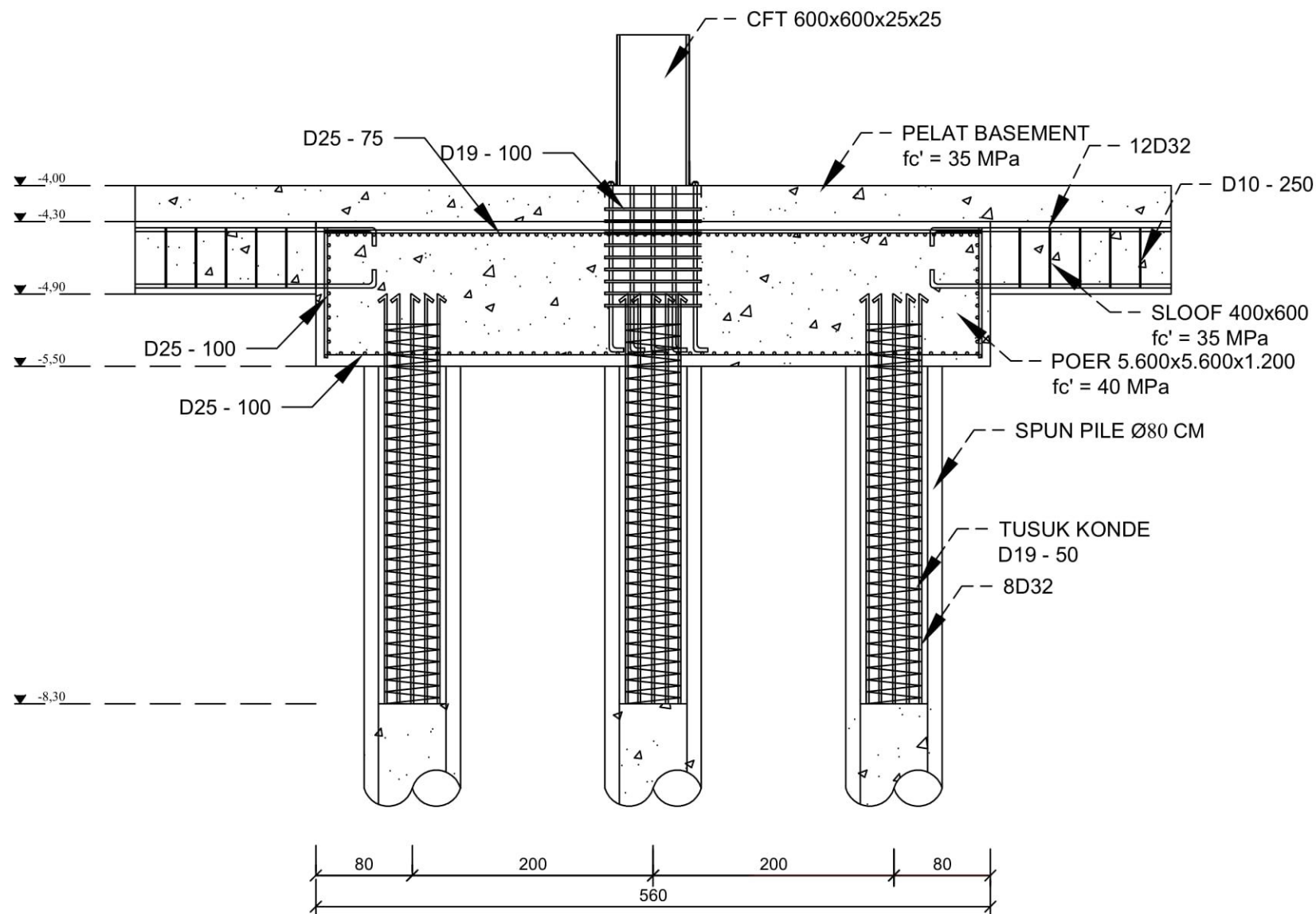
1:50

NO. LEMBAR

20

JML. LEMBAR

22



POTONGAN B-B
SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2018

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MENGGUNAKAN SISTEM LANTAI MODULAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

NAMA & NRP MAHASISWA

Glory Cleopatra Silooy
031 1 15 4 0000 102

NAMA GAMBAR

TANGGA

SKALA

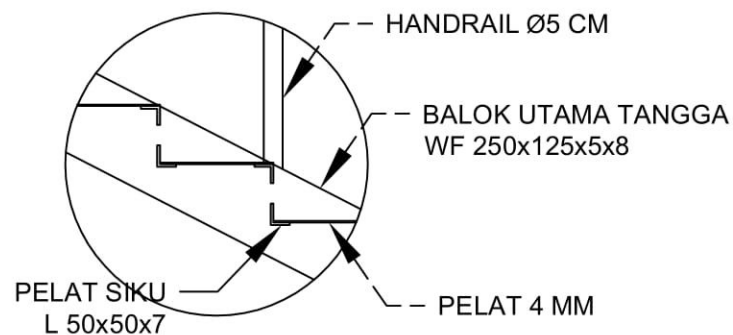
1:50
1:20

NO. LEMBAR

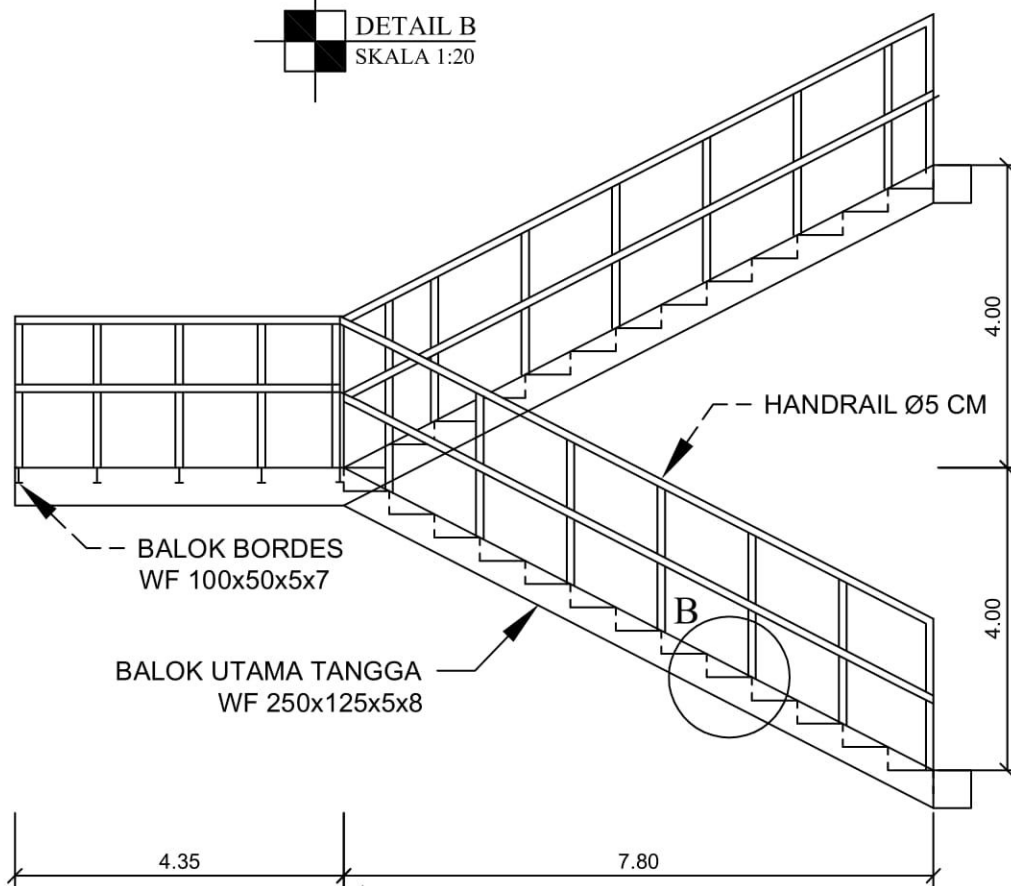
22

JML. LEMBAR

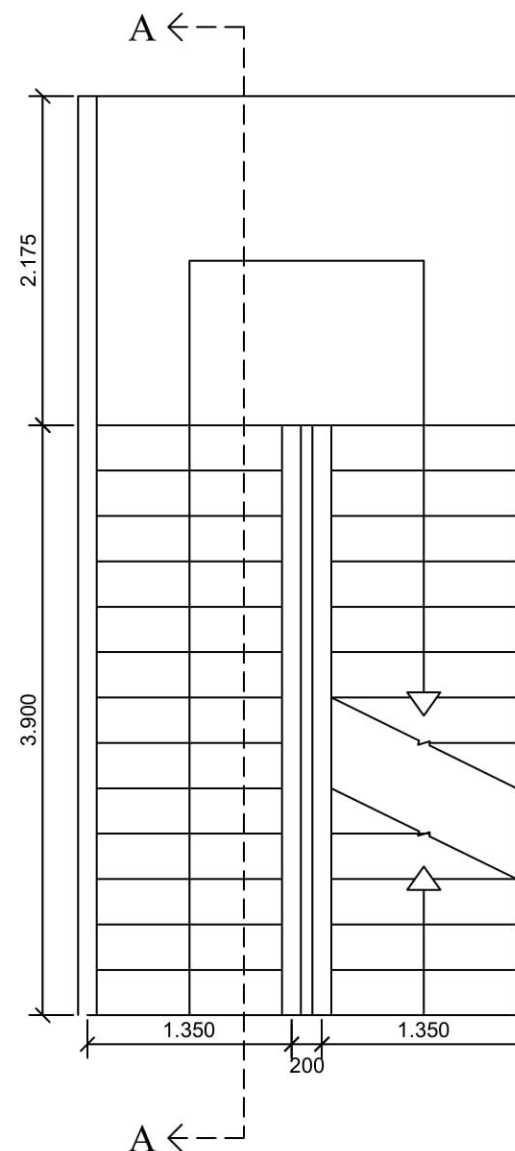
22



DETAIL B
SKALA 1:20



POTONGAN A-A
SKALA 1:50



OBJECT : Mixed Use

LOCATION : CBD Segi 8 Darmo, Surabaya
Sta / Ch :

Ground Water Level : 2.00 m
Ground Surface Level :

Depth : 40 m

SOIL DESCRIPTION	Standard Penetration Test							VANE SHEAR TEST					STRENGTH TEST				Atterberg Limits					γ	G_s	e_o
	10	20	30	40	50	60	70	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	St	Type	c	ϕ	q_u	20	40	60	80	100		
Lempung berlanau, coklat	5																							
	9																							
	10																							
Lempung kaku, coklat	13																							
	11																							
	14													UU	0.29	0		51			11.5	1.58	2.64	1.68
Lempung berlanau, abu ²														UU	0.21	-		47	59.3		10	1.57	2.6	1.68
	18																		63.5					
Lanau berpasir, coklat	24																							
Pasir halus, coklat	40																							
Pasir halus, hitam	39																							
Lanau berpasir, abu ²	32																							
	20																							
	18																							
	24																							

SPT = Standard Penetration Test (Blows/30cm)
+ = Undisturbed Vane Shear Strength (kg/cm²)
x = Remolded Vane Shear Strength (kg/cm²)
 q_u = Unconfined Compressive Strength (kg/cm²)
St = Sensitivity

c = Cohesion (kg/cm²)
 ϕ = Angle of internal friction
UU = Unconsolidated Undrained
CU = Consolidated Undrained
CD = Consolidated Drained
DS = Direct Shear

o = w_n = moisture content (%)
• = w_p = plastic limit (%)
▲ = w_l = liquid limit (%)
 γ = bulk density (g/cc)
 G_s = specific gravity
 e_o = void ratio

BOREHOLE No

B7

THIN WALLED

☒ S.P.T

☒ CORING

JECT : Mixed Use

LOCATION : CBD Segi 8 Darmo, Surabaya
Sta / Ch :

Ground Water Level :
Ground Surface Level :

Depth : 40 m

SOIL DESCRIPTION	Standard Penetration Test							VANE SHEAR TEST					STRENGTH TEST					Atterberg Limits					γ	G_s	e_o
	10	20	30	40	50	60	70	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	St	Type	c	ϕ	q_u	20	40	60	80	100			
Lempung berlana, abu ²																									



over than
25 years
of Geotechnical Engineering Services

SPT = Standard Penetration Test (Blows/30cm)
+ = Undisturbed Vane Shear Strength (kg/cm²)
x = Remolded Vane Shear Strength (kg/cm²)
 q_u = Unconfined Compressive Strength (kg/cm²)
 S_t = Sensitivity

c = Cohesion (kg/cm²)
 ϕ = Angle of internal friction
UU = Unconsolidated Undrained
CU = Consolidated Undrained
CD = Consolidated Drained
DS = Direct Shear

o = w_n = moisture content (%)
• = w_p = plastic limit (%)
▲ = w_l = liquid limit (%)
 γ = bulk density (g/cc)
 G_s = specific gravity
 e_o = void ratio

BOREHOLE No.

B7

THIN WALLED



-S.P.T



-CORING



LOAD CHARTS for Use in CCO Written Examinations

HAMMERHEAD TOWER CRANE CHART D

These charts have been adapted from the original manufacturer's charts for use in NCCCO Written Examinations.

These charts are not to be used for any other purpose.

© Copyright 2013 National Commission for the Certification of Crane Operators (NCCCO).
All rights reserved. This document may not be reproduced in whole or in part without express
written permission of the manufacturer and the consent of NCCCO.

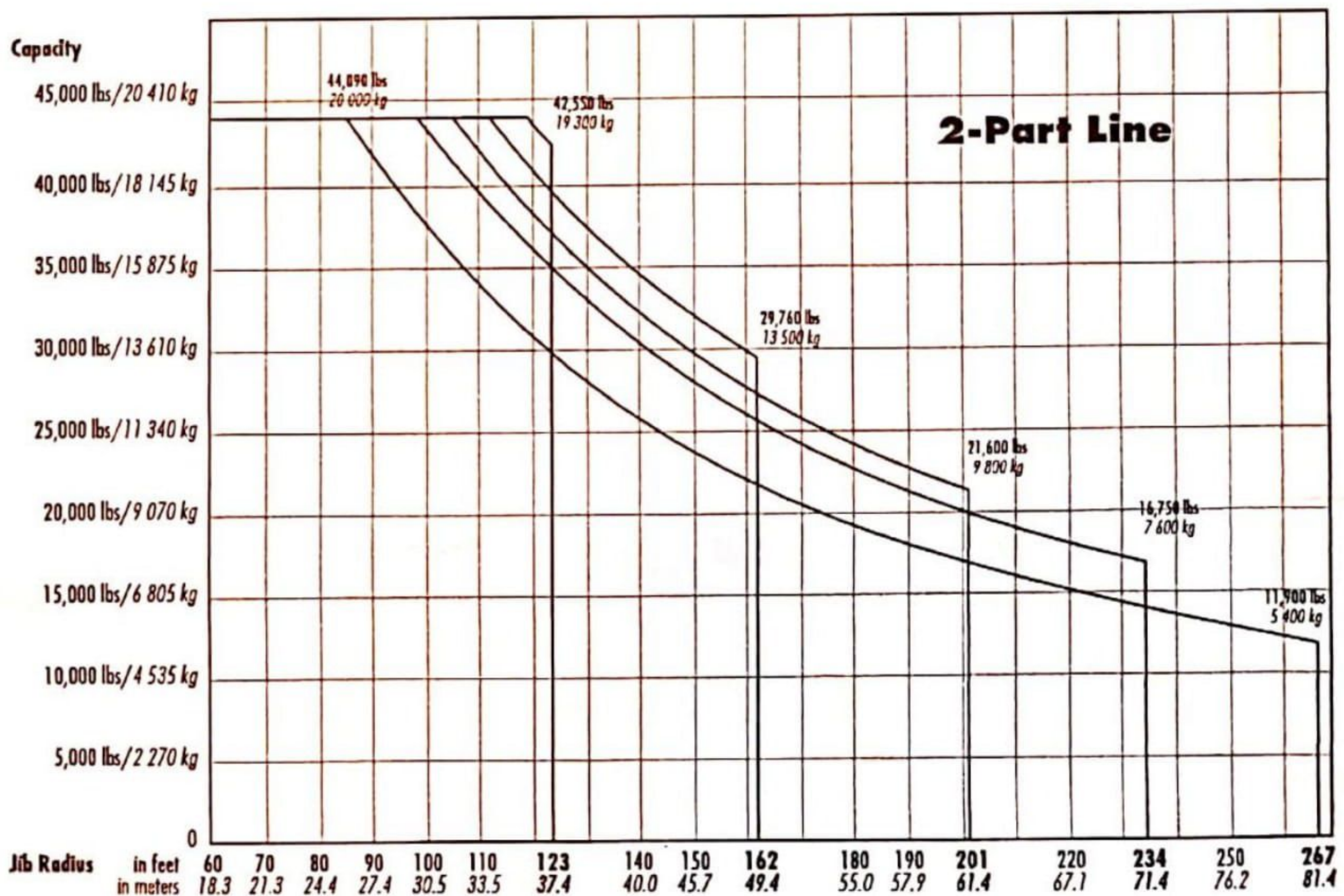
Hammerhead Tower Crane

Chart D

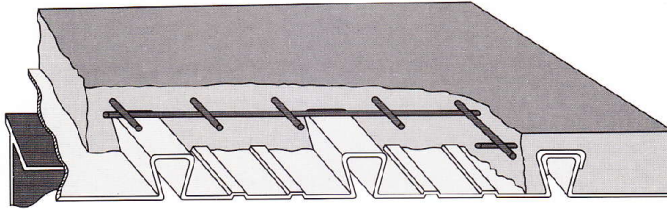
Radius and capacities

2-Part Line

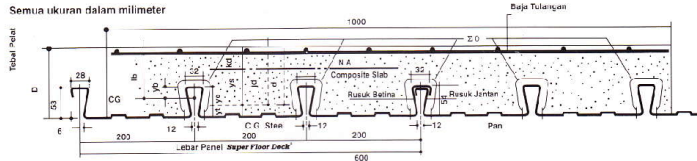
Hook Radius	Maximum Capacity - Radius	ft m	10 3.1	16 5.0	33 10.0	49 15.0	66 20.0	82 25.0	98 30.0	123 37.4	131 40.0	148 45.0	162 49.4	180 55.0	201 61.4	213 65.0	234 71.4	246 75.0	267 81.4
267 ft 81.4m	44,090 lbs - 85 ft 20,000 kg - 25.9m	lbs kg	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	37,920 17,200	29,960 13,590	27,845 12,630	24,425 11,080	21,960 9,960	19,400 8,800	16,995 7,710	15,875 7,200	14,110 6,400	13,230 6,010	11,900 5,400
234 ft 71.4m	44,090 lbs - 98 ft 20,000 kg - 30.0m	lbs kg	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	34,900 15,830	32,495 14,740	28,570 12,960	25,750 11,680	22,815 10,350	20,060 9,100	18,740 8,510	16,750 7,600		
201 ft 61.4m	44,090 lbs - 105 ft 20,000 kg - 32.0m	lbs kg	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	37,390 16,960	34,820 15,795	30,665 13,910	27,645 12,540	24,515 11,120	21,600 9,800				
162 ft 49.4m	44,090 lbs - 112 ft 20,000 kg - 34.2m	lbs kg	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	40,145 18,210	37,410 16,970	32,980 14,960	29,760 13,500						
123 ft 37.4m	44,090 lbs - 119 ft 20,000 kg - 36.2m	lbs kg	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	44,090 20,000	42,550 19,300									



Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM**

Tipe Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ia	Gaya reaksi: aman untuk perletakan tepi		Gaya reaksi: aman untuk perletakan tengah	
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm
6.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.269	10.21	10.73	3.425	3.76	0.99	6.11	15.01

Catatan : Ia = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes :

ln = idem untuk daerah momen negatif

Zpt = momen tahanan, tahanan rusuk dalam daerah momen negatif (negangan tarik)

Zpc = idem, dasar dari dalam daerah momen negatif (negangan tarik)

Zpc = idem, puncak rusuk dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Zpt = idem, dasar dari dalam daerah momen positif (negangan tarik)

Ia = momen inersia efektif untuk perhitungan lendutan menurut

Ia = momen inersia efektif untuk perhitungan lendutan menurut

Ia = momen inersia efektif untuk perhitungan lendutan menurut

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

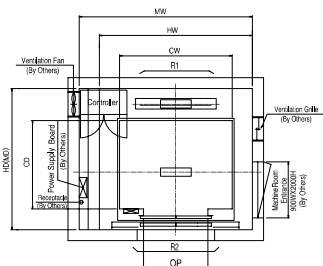
Super Floor Deck® 0.75 MM	TUNJANG TUNJANG DENGAN TULANGAN NEGATIF SINGLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF OVERLAP SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG BERGANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																			
	SPAN DETAILING										SPAN DETAILING										SPAN DETAILING										SPAN DETAILING									
	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000																			
TOTAL PENYANGGA PROFILING	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM	TOTAL SPAN MM																		
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9																		
	1.75	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9																		
	2.00	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9																		
	2.25	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9																		
SUDUT BAKU PEMBANGUNAN ON-SHOW PROPS	2.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9																		
	2.75	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10																		
	3.00	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10																		
	3.25	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11																		
DUA JARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.50	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12																		
	3.75	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13																		
	4.00	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14																		
	4.50	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15																		

Catatan : - BEBAN MATI / BEBAN SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGELAJA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

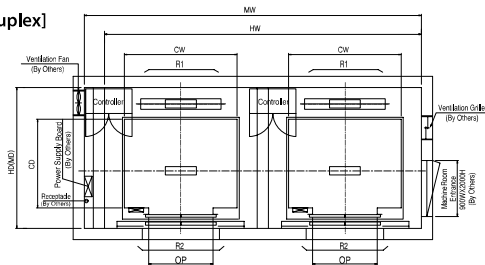
Technical Data

Hoistway & Machine Room Plan

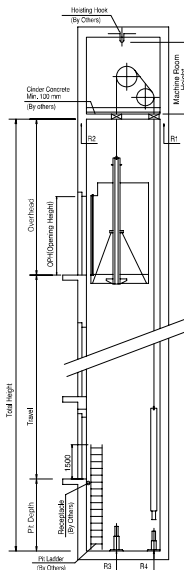
[Simplex]



[Duplex]



Hoistway Section



Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)			
Standard / EN	1	450~1000	Travels100	4200	1400	2300	3000			
		1350	Travels100	4300			4500			
		1150/1600	Travels80	4300						
	1.5	450~1000	Travels100	4400	1450		2300	3000		
		1350	Travels100	4400				4500		
		1150/1600	Travels80	4400						
	1.75	450~1000	80<Travels100	4750	1600	2300		3000		
		1350	Travels100	4500				4500		
		1150/1600	Travels80	4500						
	MS2021	1	410~1025	Travels100	4200		1400	2550	3000	
			1365	Travels100	4300			2400	4500	
			1160/1365	Travels80	4300					
1.5		410~1025	80<Travels100	4650	1450	2400	4500			
		1365	Travels100	4400				2550	3000	
		1160/1365	Travels80	4400						
1.75		410~1025	80<Travels100	4750	1600		2400	4500		
		1365	Travels100	4500					2550	3000
		1160/1365	Travels80	4500						
Standard / EN		2	800~1600	Travel≤130	5100	1900		2300	4500	
		2.5			5300	2200				

Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

Penggunaan

- 1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
- 2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
- 3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
- 4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
- 5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
- 6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
- 7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

- 1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
- 2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
- 3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
- 4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
- 5. Non structural column and beam reinforcement for houses
- 6. Retaining wall, structural wall inside the building
- 7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

Luas JKBL union (U-50) = Luas tulangan biasa (U-24) x Tegangan leleh U-24 / Tegangan leleh U-50

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

Luas JKBL union = 5,24 cm²/m' x 2.400 kg/cm² / 5.000 kg/cm²
= 2,515 cm²/m'

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

Union Wire Mesh area (U-50) = Mild Steel bar area (U-24) x Yield stress U-24 / Yield stress U-50

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

Union Wire Mesh area = 5.24 cm²/m' x 2.400 kg/cm² / 5.000 kg/cm²
= 2.515 cm²/m'

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

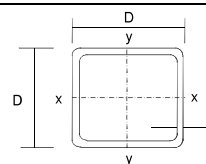
TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm²/m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm²/m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

SUPER HOT COLUMNS

Super Hot Columns



Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Surface Area Per Metre C	
D	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

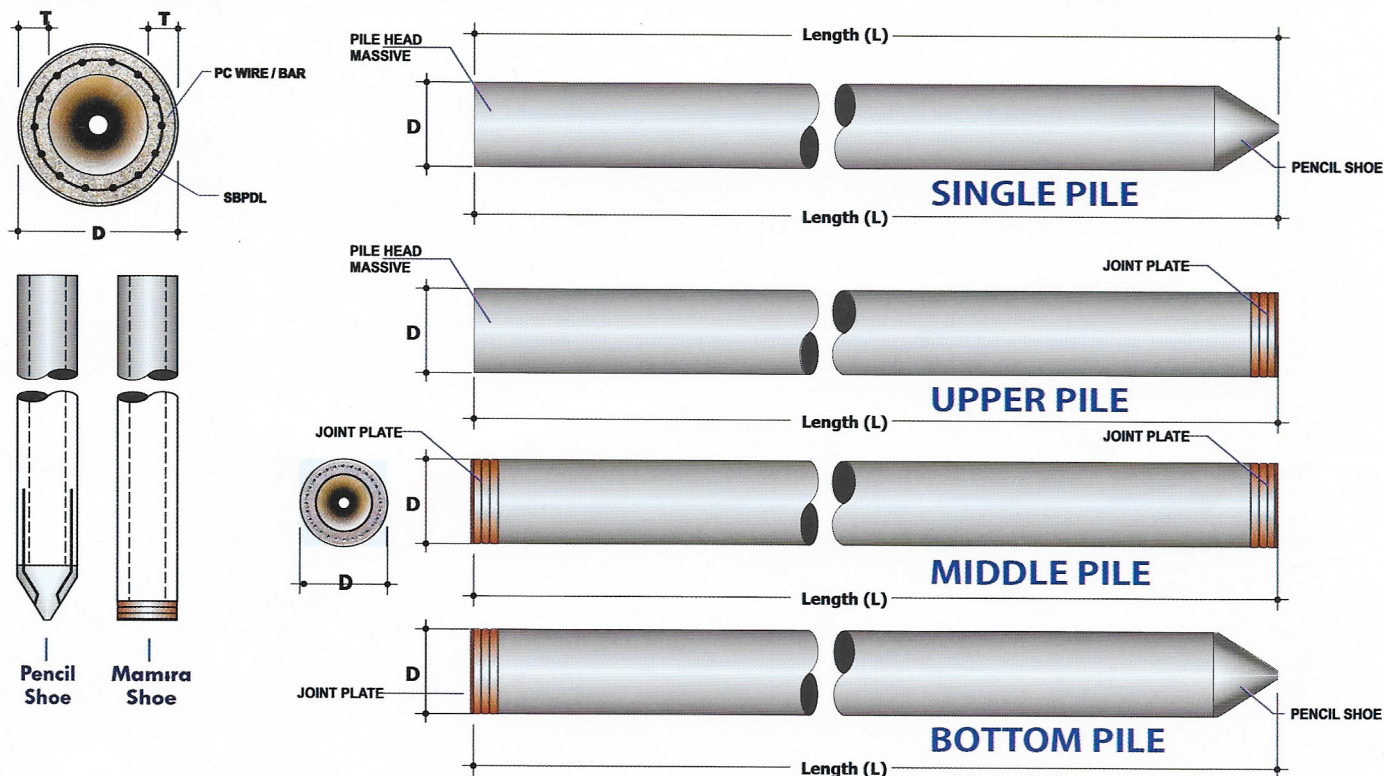
Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code

Shape and Dimension



Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm ²)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Jum'at** tanggal **18 Januari 2019** jam **09:00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111540000102	Glory Cleopatra Silooy	Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular

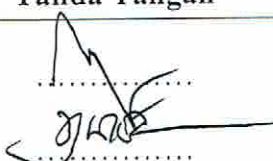



1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- *Let more detail penjelasan pada*

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : **A / AB / B / BC / C / D / E**

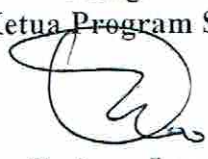
3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- ☐ Lulus Tanpa Perbaikan ☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
☒ Lulus Dengan Perbaikan ☐ Mengulang Ujian Lisan


Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Ir. Faimun, MSc. PhD (Pembimbing 1)	
Budi Suswanto, ST. MT. PhD (Pembimbing 2)	
Bambang Pisceca, ST. MT. PhD	
Data Iranata, ST. MT. PhD	

Surabaya, 18 Januari 2019

Mengetahui,
Ketua Program Studi S1


Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang


(**DATA Iranata**)
Nama terang



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Glory Cleopatra Silooy
NRP	: 03111540000102
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 065954 / IT 2 VI. 4.1 / PP. 05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	12/10/18	- R = 5	- R = 5 - cek deformasi - Ruy masih ada noktur	f
2	19/10/18	- perbaikan asyura gub - Remodelling diperbaiki - Sederajat dimarah - Lantai Lantai 1 - Lantai Lantai 2		f
3	26/10/18	- perencanaan struktur primer	- Cek bly bahan, torsi df f = 800 - under baly mty top cek	f
4	26/10/18	- perencanaan struktur primer (Lantai) - P-S primer PAF 2000	- Cek Lantai - Cek Kua alikat singg	f
5	12/11/18	- Lantai orde kedua - revisi drift story - sambungan modular - sambungan antar Lantai - Ganti 2000 spm	- SVSW, kolan, uk gzy akan ada - Lantai	f



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Glory Cleopatra Silooy
NRP	: 03111540000102
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Mengsundakan Sistem Lantai Modular
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 065954 / IT2-VI-A.1 / PP 05.02 00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6	23/11/18	- revisi sp8 w - revisi sambungan - gnyk akibat simpangan	- sambungan balok beton - sambungan base plate	23/11
7	29/11/18	- sambungan balok beton - sambungan H&E & V&E - sambungan base plate	- Revisi	
8	5/12/18	- revisi sambungan balok-beton, H&E & V&E, - pondasi	- base plate - basement - gambar	
9	21/12/18	- perhitungan basement - gambar	- revisi basement - tumpuan & balok lift - lengkapi gambar (& revisi).	
10	28/12/18	- drawing basement - laporan - makalah		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Sumwanto, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Glory Cleopatra Glory
NRP	: 0311540000102
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 065954 / IT2.VI.4.1 / PP.0502.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	12-10-18	Metode pelaksanaan sudah OK, sumber diperbaiki	Langkutan la pemodelan y 100 dengan SAP 2000	JLR
2	23-10-18	Perhitungan analisis struktur sudah OK Tabel tidak boleh terpotong	Kontrol penampang dan modular struktur utama	JLR
3	24-10-18	Perencanaan struktur primer Gambar modular, batas ruang ganti putih Perhatikan spasi pada penulisan rumus	Perencanaan sambungan struktur primer	JLR
4	19-11-18	Sambungan modular Sambungan antar kolom Sambungan SPW ke HBE & VBE	selesaikan sambungan penulisan halaman 2i order equation → Italia	JLR
5	30-11-18	Sambungan modular ke CFT - sambungan HBE-VBE - Sambungan Kolom Base Plate	- Bangunan Bawah	JLR



Form AK/TA-04
rev01

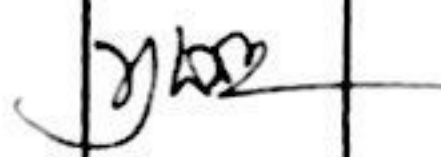
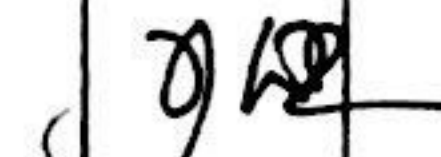
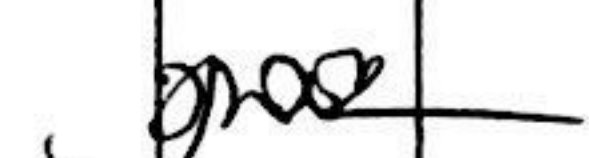
PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: GLORY CLEOPATRA SILVOY
NRP	: 03111540000102
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 065954/IT2.V1.41/PP.05.02.00/2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6	7-12-18	- daya dukung tanah - perencanaan pondasi tiang pancang	gambar	
7	14-12-18	- gambar struktur primer - gambar & denah pondasi	- selesaikan laporan	
8	27-12-18	- laporan & gambar (draft)		

BIODATA PENULIS



Glory Cleopatra Silooy,

Penulis dilahirkan di Banjarbaru, 13 Februari 1998, merupakan anak pertama dari pasangan Ir. Lodiwyk Silooy dan Ir. Sherlie Like Senduk. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD YP Trisila Surabaya, SMPN 1 Banjarbaru, dan SMAN 4 Surabaya. Setelah lulus dari SMAN 4 Surabaya, Penulis mengikuti ujian SBMPTN dan diterima di Departemen Teknik Sipil ITS pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 03111540000102. Selama masa perkuliahan, penulis aktif dalam organisasi kemahasiswaan dan kepanitiaan, seperti staff Departemen Hubungan Luar Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS serta staff dan wakil koordinator Sie. Doa dan Pemerhati Panitia Natal-Paskah PMK 2016-2018. Penulis pernah menjadi salah satu delegasi Departemen Teknik Sipil ITS dalam ASEAN University Network Quality Assesment pada bulan September 2016. Selain itu, penulis juga pernah mengikuti Kompetisi Konstruksi Ramping Kedua Direktorat Jenderal Bina Konstruksi Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat pada tahun 2017 dan memperoleh peringkat ke – 5. Penulis adalah salah satu mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan judul tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Menggunakan Sistem Lantai Modular”.

Email: cleopatra_silooy@yahoo.co.id